



TESIS RC - 092399

SIMULASI PENATAAN SUBSISTEM UNTUK MENGURANGI GENANGAN PADA SISTEM DRAINASE KAWASAN PERUMAHAN PEPELEGI INDAH WARU SIADOARJO

STEVEN VALERIAN BROUWER

3115205005

DOSEN PEMBIMBING :

Dr. Ir. Wasis Wardoyo, M.Sc.

Dr.Tech. UmboroLasminto, ST., MSc.

PROGRAM PASCASARJANA

BIDANG KEAHLIAN MANAJEMEN DAN REKAYASA SUMBER DAYA AIR

JURUSAN TEKNIK SIPIL

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

SURABAYA

2017



TESIS RC - 092399

SIMULASI PENATAAN SUBSISTEM UNTUK MENGURANGI GENANGAN PADA SISTEM DRAINASE KAWASAN PERUMAHAN PEPELEGI INDAH WARU SIADOARJO

STEVEN VALERIAN BROUWER

3115205005

DOSEN PEMBIMBING :

Dr. Ir. Wasis Wardoyo, M.Sc.

Dr.Techn. UmboroLasminto, ST., MSc.

PROGRAM PASCASARJANA

BIDANG KEAHLIAN MANAJEMEN DAN REKAYASA SUMBER DAYA AIR

JURUSAN TEKNIK SIPIL

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

SURABAYA

2017



TESIS RC - 092399

SIMULATION THE ARRANGEMENT OF SUBSYSTEM TO REDUCE PUDDLE IN THE DRAINAGE SYSTEM OF PEPELEGI HOUSING AREA IN PEPELEGI INDAH WARU SIDOARJO

STEVEN VALERIAN BROUWER

3115205005

Dosen Pembimbing :

Dr. Ir. Wasis Wardoyo, M.Sc.

Dr.Techn. UmboroLasminto, ST., MSc.

PROGRAM PASCASARJANA

BIDANG KEAHLIAN MANAJEMEN DAN REKAYASA SUMBER DAYA AIR

JURUSAN TEKNIK SIPIL

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

SURABAYA

2017

LEMBAR PENGESAHAN

Tesis disusun untuk memenuhi salah satu syarat memperoleh gelar
Magister Teknik (M.T.)

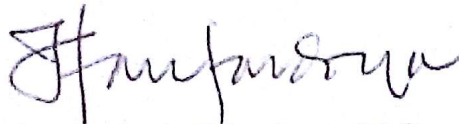
Di

Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Steven Valerian Brouwer
NRP. 3115205005

Tanggal Ujian : 27 Juli 2017
Periode Wisuda : September 2017

Disetujui Oleh :



1. **Dr. Ir. Wasis Wardoyo, M.Sc.**
NIP. 19610927 198701 1 001

(Pembimbing I)



2. **Dr. Techn. Umboro Lasminto, ST, M.Sc**
NIP. 19721202 199802 1 001

(Pembimbing II)



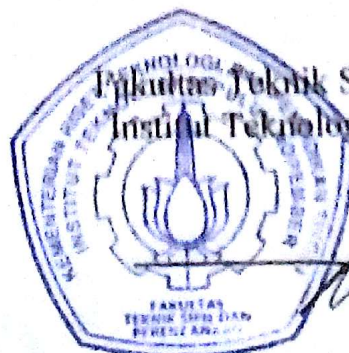
3. **Prof. Dr. Ir. Nadjadi Anwar, M.Sc**
NIP. 19540113 198010 1 001

(Penguji)



4. **Dr. Ir. Edijatno, CES, DEA**
NIP. 19520311 198003 1 003

(Penguji)



Dekan,



Ir. Purwanita Setijanti, M.Sc., Ph.D.
NIP. 19590427 198503 2 001

SIMULASI PENATAAN SUBSISTEM UNTUK MENGURANGI GENANGAN PADA SISTEM DRAINASE KAWASAN PERUMAHAN PEPELEGI INDAH WARU SIDOARJO

Nama Mahasiswa : Steven Valerian Brouwer

NRP : 3115 205 005

Dosen Pembimbing 1: Dr. Ir. Wasis Wardoyo, M.Sc

Dosen Pembimbing 2: Dr. Techn. Umboro Lasminto, S.T, M.T

ABSTRAK

Kawasan Perumahan Pepelegi Indah merupakan kawasan perumahan dengan luas $\pm 14,2$ ha terletak di Kelurahan Pepelegi Kecamatan Waru Kabupaten Sidoarjo. Perumahan ini dibangun dengan arah buangan yang dibagi menjadi 2 sub das, yaitu sub I dan sub II. Terdapat 88 saluran tersier, 3 saluran sekunder dan 1 saluran primer yaitu Kali Semampir. Hal yang selalu terjadi ketika musim hujan adalah perumahan tersebut sering tergenang. Dalam penelitian ini dilakukan sebuah studi terhadap elevasi muka air dengan menerapkan konsep pengaturan arah aliran saluran tersier pada masing-masing sub das. Tujuan dari studi simulasi ini adalah untuk mengetahui seberapa besar pengaruh dari pengaturan arah aliran saluran tersier terhadap penurunan muka air genangan.

Simulasi yang digunakan adalah dengan membuat 5 skenario berdasarkan letak genangan dan kemampuannya dalam menurunkan muka air. Pada skenario I dilakukan dengan memindahkan arah aliran tersier pada sub II dari sebelumnya menuju Kali Semampir menjadi menuju saluran sekunder 3. Skenario II dilakukan dengan mengkombinasi debit saluran sekunder 1 dan sekunder 2 melalui saluran tersier pada Sub I. Skenario III dilakukan dengan menambah sebuah saluran sekunder (sekunder IV) pada Sub 2 untuk menerima aliran saluran tersier sub 2 bagian kiri. Skenario IV dilakukan dengan menambah saluran sekunder (sekunder V) pada Sub 1 untuk menerima sebagian debit dari saluran tersier bagian kiri guna memperkecil debit pada sekunder 3. Skenario V dilakukan dengan instalasi pompa pada saluran sekunder yang berfungsi sebagai tampungan yang dipompa ke Kali Semampir.

Hasil analisa menunjukkan bahwa masing-masing skenario mampu menurunkan muka air pada saluran tersier sampai dengan 0.18 m. Simulasi yang paling baik adalah skenario IV walaupun skenario V menurunkan muka air lebih rendah tetapi skenario V memberikan dampak genangan baru pada Kali Semampir dibagian hilir.

Kata Kunci : Simulasi Sub-sistem Drainase, Genangan, Drainase Pepelegi.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

***SUBSYSTEM ARRANGEMENT STIMULATION TO DECREASE
INUNDATION IN THE DRAINAGE SYSTEM OF PEPELEGI INDAH
HOUSING, WARU-SIDOARJO***

By	: Steven Valerian Brouwer
NRP	: 3115 205 005
Advisor 1	: Dr. Ir. Wasis Wardoyo, M.Sc
Advisor 2	: Dr. Techn. Umboro Lasminto, S.T, M.T

ABSTRACT

Pepelegi Indah Housing is a housing area with the total broad of $\pm 14,2$ ha. This housing is located in the district of Pepelegi, sub-district of Waru, Sidoarjo. This housing is built with the drainage system that is divided into two sub-basins: sub I and sub II. There are 88 tertiary channels, three secondary channels and one primary channel, which is Semampir River. The main problem that always happens during rainy season in this area is the inundation. This research is conducted in order to find out the elevation of water level by implementing the concept of tertiary drainage system to each sub-basin. This research stimulation aims to find out how impactful is the using of tertiary drainage system to decrease the inundation water level.

The simulation is made by making five scenarios based on the location of the inundation and its ability to decrease the water level. In Scenario I, it is done by moving the tertiary drainage system of sub II to the 3rd secondary channel. Scenario II is done by combining the channel flow of Secondary I and II through tertiary channel in Sub I. Scenario III is done by adding a secondary channel (the fourth secondary) in sub 2 to be filled with the water from sub 2 tertiary in the left side. Scenario IV is done by adding a secondary channel (the fifth secondary) to Sub I to be filled with the water flow from the left side of tertiary channel, in order to decrease the water flow in the third secondary channel. Scenario V is done by installing pump in the secondary channel which function is as the bin which flow is pumped to Semampir River.

The result shows that each scenario is successful in decreasing the water level of tertiary channel up to 0,18 m. Although Scenario V is able to decrease the water level better than Scenario IV, it causes a new inundation in the downstream of Semampir River. Thus, the result of this research shows that Scenario IV is the best scenario among all Scenarios.

Keyword: Sub-basin drainage stimulation, Inundation, Pepelegi Drainage

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

KATA PENGANTAR

Puji syukur dipanjatkan kehadirat Tuhan Yang Maha Esa atas segala rahmad dan karunia-Nya sehingga penulis dapat menyusun Tesis ini dengan judul “ simulasi penataan subsistem untuk mengurangi genangan pada sistem drainase kawasan perumahan pepelegi indah waru sidoarjo”. Adapun pembuatan Tesis ini disusun untuk memenuhi persyaratan akademis dalam rangka penyelesaian studi di Program Studi Pascasarjana S2 Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaa Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya.

Selama proses penyusunan Tesis ini, penulis mendapatkan banyak bimbingan, bantuan, dukungan dan do;a dari berbagai pihak. Oleh karena itu, dengan segala kerendahan hati dan rasa hrmat yang besar, penulis menyampaikan rasa terima kasih yang tulus dan sebesar-besarnya kepada :

1. Tuhan Yang Maha Esa atas semua rahmad dan hidayahNya.
2. Kedua orang tua, Bapak Ir. Rudy williem Brouwer dan Ibu Felicia Maria Oppy Thenu selaku orang tua yang telah selalu mendoakan, menemani dan dukungan yang tidak pernah putus sehingga Tesis ini selesai.
3. Bapak Dr. Ir. Wasis Wardoyo, M.Sc, selaku dosen pembimbing 1 yang telah membimbing dan memberi saran sehingga Tesis ini menjadi lebih baik.
4. Bapak Dr. Techn. Umboro Lasminto, M.Sc, selaku dosen pembimbing 2 yang telah membimbing dan memberikan saran dan waktunya dalam menyelesaikan Tesis ini.
5. Ibu Endah Wahyuni ST.,M.Sc.,Ph.D selaku Ketua Program Studi Pascasarjana Teknik Sipil ITS.
6. Bapak Lasmin selaku surveyor lapangan
7. Keluarga, terima kasih atas dukungan dan selalu mendoakan.
8. Seluruh teman-teman MRSA ITS 2015, terima kasih atas kebersamaannya selama kuliah dua tahun ini.
9. Rangga Adi Sabrang, Gilang Idfi dan Zulkarnain Hasan selaku teman diskusi dalam menyelesaikan Tesis ini.
10. Karyawan dan staff Jurusan Teknik Sipil dan Pascasarjana Teknik Sipil yang telah membantu menyelesaikan persyaratan akademis.
11. Semua pihak yang tidak dapat saya sebutkan satu persatu, terima kasih atas kerjasamanya dan bantuan doanya.

Penulis menyaradai bahwa dalam proses penyusunan Tesis ini banyak terdapat kekurangan dan kesalahan, oleh karena itu penulis sangat mengharapkan kritik dan saran dari berbagai pihak sangat diharapkan untuk penyempurnaan Tesis ini.

Surabaya, Juli 2017

Penulis

DAFTAR ISI

HAL JUDUL _____	i
LEMBAR PENGESAHAN _____	iii
ABSTRAK _____	v
ABSTRACT _____	vii
KATA PENGANTAR _____	ix
DAFTAR ISI _____	xi
DAFTAR TABEL _____	xv
DAFTAR GAMBAR _____	xvii
BAB I PENDAHULUAN	
1.1. Latar Belakang _____	1
1.2. Permasalahan _____	3
1.3. Tujuan Penelitian _____	3
1.4. Batasan Masalah _____	3
1.5. Manfaat dari Hasil Penelitian _____	3
1.6. Lokasi Penelitian _____	4
1.7. Manfaat Penelitian _____	5
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	
2.1. Curah Hujan Rata-rata _____	6
2.1.1 Cara Aritmathik Mean _____	6
2.1.2 Cara Thiessen Poligon _____	7
2.2. Curah Hujan Rencana _____	7
2.2.1. Metode Distribusi Normal _____	8

2.2.2. Metode Distribusi Gumbel _____	9
2.2.3. Metode Distribusi Log Pearson Type III _____	10
2.3. Uji Kecocokan Distribusi Frekuensi _____	14
2.3.1. Uji Chi Kuadrat _____	12
2.3.2. Uji Smirnov - Kolmogorov _____	14
2.4. Koefisien Pengaliran _____	16
2.5. Perhitungan Distribusi Hujan Jam - jaman _____	16
2.6. Analisa Debit Banjir _____	19
2.6.1. Metode Unit Hidrograf dengan Menggunakan HEC- HMS 3.5 _____	16
2.6.1.1. Hidrograf Satuan Sintesis Snyder _____	17
2.6.1.2. Hidrograf Satuan Sintesis SCS _____	18
2.6.2. Penelusuran Banjir (<i>Flood Routing</i>) dengan menggunakan HEC – HMS	20
2.6.2.1. Metode <i>Kinematik Wave</i> Routing _____	20
2.6.2.2. Metode <i>Lag</i> Routing _____	23
2.6.2.3. Metode Modified Puls Routing _____	24
2.6.2.4. Metode Maskingum Routing _____	25
2.7. Analisa Hidrolika _____	26
2.7.1. Analisa Kapasitas Saluran dengan Menggunakan HEC RAS _____	27
2.8. Penelitian Sebelumnya _____	30
BAB III METODOLOGI	
3.1. Sistematika Pelaksanaan Penelitian _____	35
3.2. Tahap Persiapan _____	35
3.3. Tahapan Analisa _____	36

BAB IV HASIL DAN PEMBAHASAN

4.1	Distribusi Curah Hujan	45
4.1.1.	Curah Hujan Wilayah	45
4.1.2.	Perhitungan Hujan Harian Rata-rata	45
4.1.3.	Analisa Frekuensi	46
4.1.3.1.	Distribusi Gumbel	46
4.1.3.2.	Distribusi Log Pearson Tipe III	47
4.1.3.3.	Kesimpulan Analisa Statistik	49
4.1.4.	Uji Kecocokan	49
4.1.4.1.	Uji Chi-Kuadrat	49
4.1.4.2.	Uji Smirnov Kolmogorof	53
4.1.4.3.	Kesimpulan Uji Kecocokan Distribusi	55
4.1.5.	Perhitungan Curah Hujan Rencana Periode Ulang	55
4.1.6.	Permodelan HEC-HMS	56
4.1.6.1.	CN (<i>Curve Number</i>)	56
4.1.6.2.	Hasil Permodelan Eksisting	58
4.1.6.3.	Analisa Hidrolika Kondisi Eksisting	63
4.1.6.4.	Hasil Permodelan Eksisting dengan HEC-RAS	66
4.1.6.5.	Analisa Hidrolika Kondisi Skenario I	67
4.1.6.6.	Hasil Permodelan Skenario I dengan HEC-RAS	70
4.1.6.7.	Analisa Hidrolika Kondisi Skenario II	71
4.1.6.8.	Hasil Permodelan Skenario II dengan HEC-RAS	74
4.1.6.9.	Analisa Hidrolika Kondisi Skenario III	75
4.1.6.10	Hasil Permodelan Skenario III dengan HEC-RAS	78

4.1.6.11 Analisa Hidrolika Kondisi Skenario IV _____	79
4.1.6.12 Hasil Permodelan Skenario IV dengan HEC-Ras _____	81
4.1.6.11 Analisa Hidrolika Kondisi Skenario V _____	82
4.1.6.12 Hasil Permodelan Skenario V dengan HEC-Ras _____	84
4.1.6.13 Kesimpulan Hasil Permodelan Tiap-tiap Skenario _____	85
BAB V KESIMPULAN	
5.1. Kesimpulan _____	89
5.2. Saran _____	90
DAFTAR PUSTAKA _____	91
LAMPIRAN A (Perhitungan Tata Guna Lahan) _____	93
LAMPIRAN B (Perhitungan Time Lag) _____	95

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Persyaratan Pemilihan Distribusi Frekuensi _____	9
Tabel 2.2 Harga Reduce Mean (Y_n) _____	12
Tabel 2.3 Harga Reduce Mean (S_n) _____	12
Tabel 2.4 Nilai k Distribusi Log Pearson Type III untuk Setiap Nilai Cs (Koefisien Skewness) _____	13
Tabel 2.5 Nilai Kritis Distribusi <i>Chi - Kuadrat</i> _____	16
Tabel 2.6 Nilai Kritis DO Untuk Uji Smirnov - Kolmogorof _____	17
Tabel 2.7 Koefisien Pengaliran (C) _____	18
Tabel 2.9 Informasi yang Diperlukan dalam Model Penelusuran <i>Kinematik Wave</i> ____	23
Tabel 2.10 Koefisien Kekasaran Manning “n” untuk Saluran _____	28
Tabel 4.1 Curah Hujan Maksimum Tahunan 2001-2010 _____	46
Tabel 4.2 Perhitungan Curah Hujan Rencana dengan Gumbel _____	46
Tabel 4.3 Perhitungan distribusi Log Pearson Tipe III _____	48
Tabel 4.4 Kesimpulan Analisa Statistik _____	49
Tabel 4.5 Perhitungan k _____	52
Tabel 4.6 Perhitungan X^2 Uji Chi-kuadrat distribusi gumbel _____	52
Tabel 4.7 Nilai Kritis DO Uji Smirnov – Kolmogorof _____	53
Tabel 4.8 Perhitungan Uji Smirnov – Kolmogorof dist. Pearson III _____	54
Tabel 4.9 Kesimpulan Uji Kecocokan Distribusi _____	55
Tabel 4.10 Curah Hujan Distribusi Pearson Tipe III _____	56
Tabel 4.11 Perhitungan Luas Subdas, nilai CN dan Impervious _____	58
Tabel 4.12 Perhitungan Time Lag Perumahan Pepelegi Indah _____	61

Tabel 4.13 Hasil Permodelan Eksisting dengan HEC-HMS	58
Tabel 4.14 Tinggi Muka Air Akibat Hujan Periode ulang 10thn Eksisting	66
Tabel 4.15 Kondisi Saluran Sekunder Eksisting	67
Tabel 4.16 Tinggi Muka Air Akibat Hujan Periode ulang 10thn Skenario I	70
Tabel 4.17 Kondisi Saluran Sekunder Skenario I	70
Tabel 4.18 Tinggi Muka Air Akibat Hujan Periode ulang 10thn Skenario II	74
Tabel 4.19 Kondisi Saluran Sekunder Skenario II	75
Tabel 4.20 Tinggi Muka Air Akibat Hujan Periode ulang 10thn Skenario III	78
Tabel 4.21 Kondisi Saluran Sekunder Skenario III	79
Tabel 4.22 Tinggi Muka Air Akibat Hujan Periode Ulang 10thn Skenario IV	81
Tabel 4.23 Kondisi Saluran Sekunder	82
Tabel 4.24 Tinggi Muka Air Akibat Hujan Periode Ulang 10thn Skenario V	84
Tabel 4.25 Kondisi Saluran Sekunder	85

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1 Peta Lokasi _____	5
Gambar 2.1 Unit Hidrograf Snyder _____	20
Gambar 2.2 Unit Hidrograf SCS _____	21
Gambar 2.3 Contoh Lag _____	26
Gambar 2.4 Irisan Tampang _____	28
Gambar 2.5 Contoh Penampang Saluran dalam HEC RASS _____	31
Gambar 3.1 Kondisi Eksisting Perumahan Pepelegi Indah _____	37
Gambar 3.2 Jaringan Drainase Eksisting Perumahan Pepelegi Indah _____	38
Gambar 3.3 Skenario I _____	39
Gambar 3.4 Skenario II _____	40
Gambar 3.5 Skenario III _____	41
Gambar 3.6 Skenario IV _____	42
Gambar 3.7 Flow Chart Penelitian _____	43
Gambar 4.1 Poligon Thiessen _____	45
Gambar 4.2 Permodelan HEC-HMS _____	56
Gambar 4.3 Saluran Sekunder I Eksisting _____	63
Gambar 4.4 Saluran Sekunder II Eksisting _____	63
Gambar 4.5 Saluran Sekunder III Eksisting _____	64
Gambar 4.6 Kali Semampir Eksisting _____	64
Gambar 4.7 Kondisi Saluran Tersier Eksisting _____	65
Gambar 4.8 Saluran Sekunder I skenario I _____	67
Gambar 4.9 Saluran Sekunder II skenario I _____	68
Gambar 4.10 Saluran Sekunder III skenario I _____	68

Gambar 4.11 Kali Semampir Kondisi Skenario I	68
Gambar 4.12 Kondisi Saluran Tersier Skenario I	69
Gambar 4.13 Saluran Sekunder I skenario II	71
Gambar 4.14 Saluran Sekunder II skenario II	71
Gambar 4.15 Saluran Sekunder III skenario II	72
Gambar 4.16 Kali Semampir Kondisi Skenario II	72
Gambar 4.17 Kondisi Saluran Tersier Skenario II	73
Gambar 4.18 Saluran Sekunder I skenario III	75
Gambar 4.19 Saluran Sekunder II skenario III	75
Gambar 4.20 Saluran Sekunder III skenario III	76
Gambar 4.21 Saluran Sekunder IV skenario III	76
Gambar 4.22 Kali Semampir Kondisi Skenario III	77
Gambar 4.23 Kondisi Saluran Tersier Skenario III	77
Gambar 4.24 Saluran Sekunder I skenario IV	79
Gambar 4.25 Saluran Sekunder II skenario IV	79
Gambar 4.26 Saluran Sekunder III skenario IV	80
Gambar 4.27 Saluran Sekunder IV skenario IV	80
Gambar 4.28 Saluran Sekunder V skenario IV	80
Gambar 4.29 Saluran Sekunder II skenario V	82
Gambar 4.30 Saluran Sekunder III skenario V	83
Gambar 4.31 Kali Semampir skenario V	83
Gambar 4.32 Persentase Rata-rata tinggi muka air	85

BAB I

PENDAHULUAN

1.1.Latar Belakang

Banjir atau terjadinya genangan di suatu kawasan pemukiman atau perkotaan masih banyak terjadi di berbagai kota di Indonesia salah satunya Kabupaten Sidoarjo. Banjir atau genangan di suatu kawasan terjadi apabila sistem yang berfungsi untuk menampung genangan itu tidak mampu menampung debit yang mengalir, hal ini akibat dari tiga kemungkinan yang terjadi yaitu : kapasitas sistem yang menurun, debit aliran air yang meningkat, atau kombinasi dari kedua-duanya. Pengertian sistem disini adalah sistem jaringan drainase di suatu kawasan. Sedangkan sistem drainase secara umum dapat didefinisikan sebagai serangkaian bangunan air yang berfungsi untuk mengurangi dan /atau membuang kelebihan air (banjir) dari suatu kawasan atau lahan, sehingga lahan dapat difungsikan secara optimal, jadi sistem drainase adalah rekayasa infrastruktur di suatu kawasan untuk menanggulangi adanya genangan banjir (Suripin, 2004).

Kabupaten Sidoarjo diapit dua kali besar pecahan dari Kali Brantas, yaitu Kali Surabaya dan Kali Porong yang merupakan hilir dari DAS Brantas dan bermuara ke Selat Madura. Hilir yang terpecah menjadi dua kali ini membentuk suatu Delta dimana sebagian besar wilayah Sidoarjo berada disini (Wulan, 2002) Kabupaten Sidoarjo juga sangat terpengaruh dari pasang surut air laut karena berhimpitan langsung dengan selat Madura. Disamping itu kondisi topografi Kabupaten Sidoarjo relatif rendah dan datar mengakibatkan Sidoarjo berpotensi untuk banjir. Kondisi tersebut membuat pemerintah Kota Sidoarjo untuk memiliki sebuah Masterplan Drainase yang nantinya akan digunakan sebagai pedoman untuk melaksanakan pembangunan sarana dan prasarana drainase yang memadai. Masterplan Drainase sekaligus untuk pedoman penentuan elevasi lantai bangunan yang terus berkembang berbanding lurus dengan kemajuan kota terhadap pemanfaatan lahan Kota Sidoarjo.

Karena kondisi topografinya yang cenderung datar itulah sebagian besar daerah di wilayah sidoarjo sangat rawan dengan banjir tahunan yang sampai saat ini belum bisa terselesaikan. Salah satu daerah yang setiap tahun tergenang adalah kecamatan waru

yang merupakan daerah perbatasan antara Kota Surabaya dan Kabupaten Sidoarjo yang mana merupakan lokasi dengan jumlah penduduk terbesar di Sidoarjo. Kecamatan Waru sendiri memiliki sebuah saluran primer pembuang utama yang menuju ke selat Madura yaitu Kali Buntung. Tidak hanya Kali Buntung, terdapat juga beberapa saluran lain yang bermuara ke Kali Buntung salah satunya Kali Semampir yang merupakan saluran pembuang dari beberapa pemukiman warga sawotratap dengan hulu di Perumahan Pepelegi Indah Waru Sidoarjo yang merupakan salah satu kawasan banjir di kecamatan Waru.

Pepelegi Indah Waru Sidoarjo merupakan perumahan yang telah ada sejak tahun 1980 dibangun oleh pihak bank BTN dengan program KPR dengan luas daerah $\pm 14,2$ ha yang berlokasi di kecamatan Waru kabupaten Sidoarjo. Perumahan yang dihuni ± 600 keluarga dengan luas rumah berkisar antara $120 - 160 \text{ m}^2$ merupakan perumahan dengan sistem drainase yang bergantung pada saluran primer Kali Semampir.

Saluran yang ada saat ini masih belum dapat berfungsi sebagaimana mestinya disebabkan oleh banyak faktor baik dari segi perencanaan maupun operasi dan pemeliharaan. Dari segi perencanaan tampaknya perencanaan hanya mengutamakan peninjauan kemampuan saluran terhadap jumlah aliran yang dituangkan dalam jumlah debit rencana saja, tetapi belum meninjau profil permukaan alirannya, sehingga terdapat kondisi dimana ditinjau dari kapasitas saluran telah memadai tetapi elevasi permukaan airnya masih lebih tinggi dari pada permukaan tanah di daerah sekitarnya. Dalam hal ini kapasitas saluran hanya direncanakan berdasarkan besarnya debit alirannya saja. Akibatnya dapat terjadi pada kondisi dimana permukaan air laut telah surut sampai dibawah elevasi dasar saluran, tetapi kondisi hulu masih tetap banjir. Sampai saat ini kawasan banjir di daerah tersebut masih luas, dengan tinggi genangan maksimum mencapai 0.5m, dan lama genangan lebih dari 12 jam untuk curah hujan tahunan.

Melalui permasalahan akan dicari cara penanggulangan banjir yaitu melakukan beberapa simulasi dengan bantuan program HEC-RAS 4.0 antara lain melakukan uji model terhadap pembagian sub sistem drainase dengan metode 1D pada perumahan pepelegi indah. Pembagian sub sistem ini dilakukan dengan membagi distribusi air melalui saluran drainase tersier menuju saluran drainase sekunder kedalam beberapa

skenario. Penelitian dilakukan hingga mendapatkan hasil yang semaksimal mungkin dalam menurunkan genangan di kawasan Perumahan Pepelegi Indah tersebut, sehingga penelitian ini diberi judul :

“SIMULASI PENATAAN SUBSISTEM UNTUK MENGURANGI GENANGAN PADA SISTEM DRAINASE KAWASAN PERUMAHAN PEPELEGI INDAH WARU SIDOARJO“

1.2.Perumusan Masalah

Pada saat musim hujan tiba kawasan disekitar kali sawotratap terdapat beberapa titik salah satunya Perumahan Pepelegi Indah yang selalu tergenang banjir dengan area genangan cukup luas dengan waktu genangan yang lama. Kondisi banjir tersebut tentunya sangat dipengaruhi oleh kondisi sistem drainase perumahan tersebut.

Terdapat beberapa permasalahan penting yang terkait dengan banjir dikawasan perumahan tersebut, antara lain :

- a. Apakah penampang saluran drainase perumahan tersebut merupakan parameter utama penyebab banjir ?
- b. Apakah pengaturan arah saluran tersier pada perumahan tersebut dapat menurunkan tinggi genangan banjir?
- c. Apakah langkah yang harus dilakukan untuk mengatasi *backwater* Kali Semampir?
- d. Hal apakah yang menjadi pertimbangan dalam menentukan skenario terbaik dengan melihat pada dampak positif dan negatif yang dihasilkan dari masing-masing simulasi?

1.3.Tujuan Penelitian

1. Mengetahui apakah penampang saluran drainase perumahan tersebut merupakan parameter utama penyebab banjir.
2. Mengatur arah aliran saluran tersier agar dapat menurunkan tinggi genangan banjir.
3. Mencari langkah terbaik dengan simulasi beberapa skenario untuk mengurangi besarnya dampak *backwater* Kali Semampir.
4. Mencari skenario terbaik dengan mempertimbangkan dampak positif dan negatifnya.

1.4.Batasan Masalah

Dalam penelitian ini juga terdapat batasan masalah yang tidak dibahas dan tidak dijadikan suatu pertimbangan dalam pelaksanaannya, antara lain :

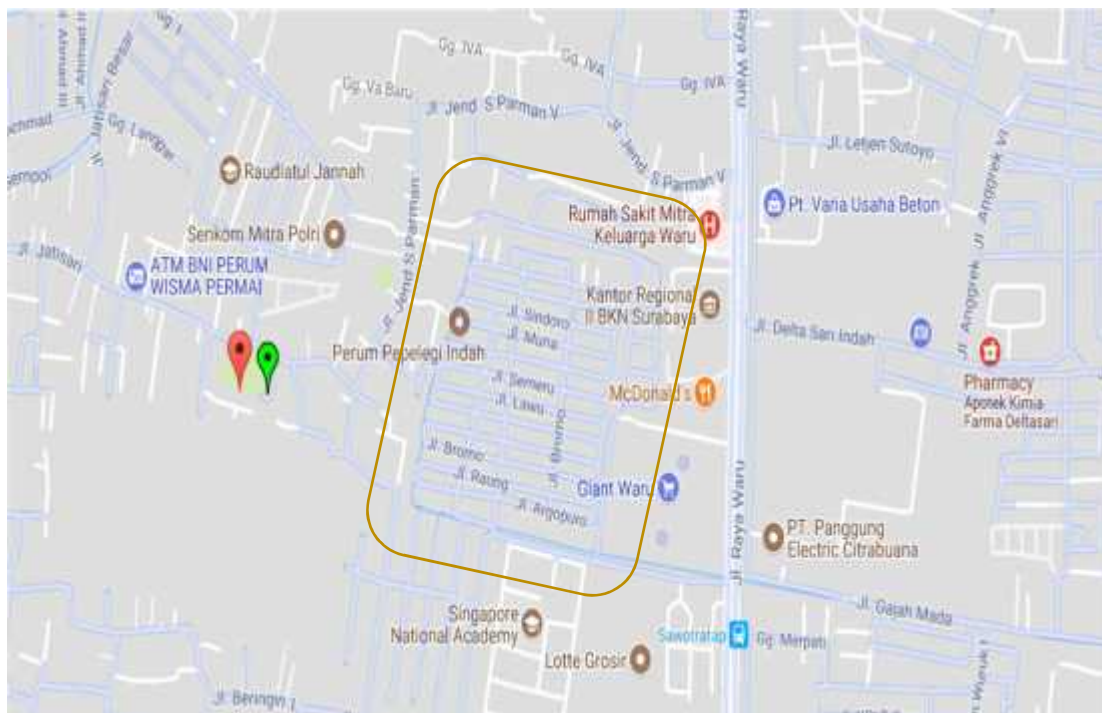
1. Dalam penelitian ini tidak memperhitungkan anggaran biaya dalam setiap usulan perencanaan baik itu pompa, boesem maupun sudetan baru,
2. Tidak membahas tentang teknik pelaksanaan di lapangan,
3. Tidak membahas sedimentasi,

1.5.Manfaat Penelitian

Penelitian ini diharap dapat menjadi sarana untuk pembelajaran bagi pihak yang membutuhkan referensi dalam penanggulangan banjir perumahan.

1.6.Lokasi Penelitian

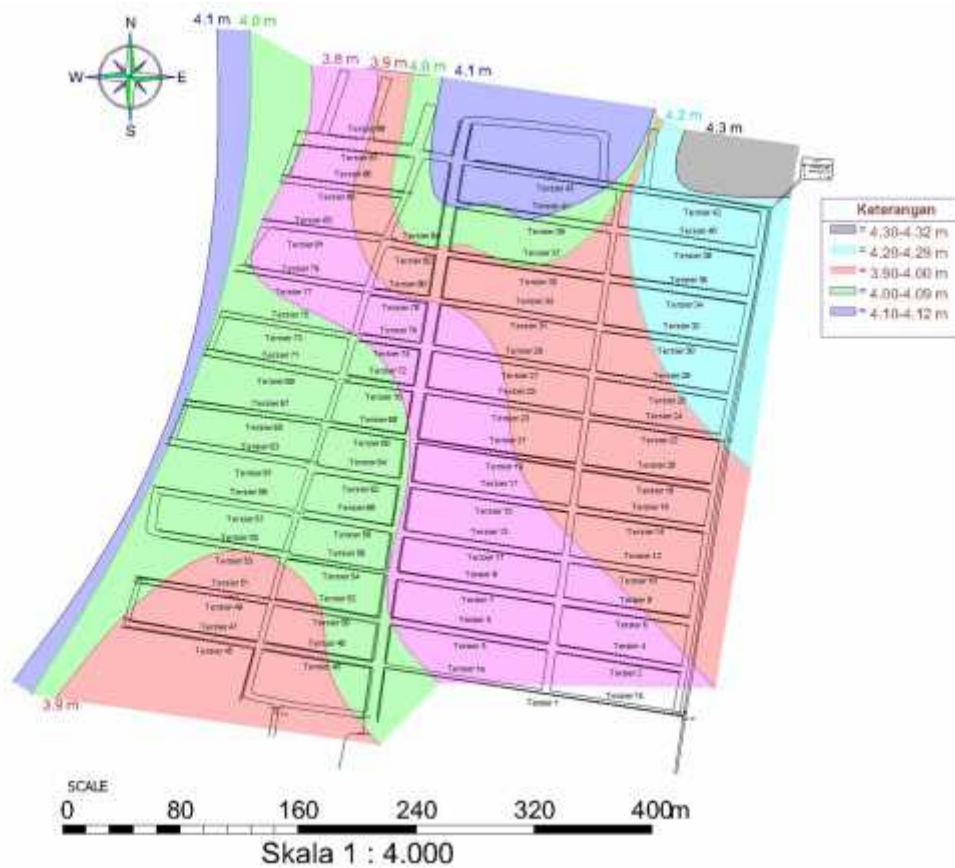
Penelitian ini berlokasi di kawasan Perumahan Pepelegi Indah Waru Sidoarjo. Peta Lokasi tersebut dapat dilihat pada Gambar 1.1.



Gambar 1.1 Peta Lokasi

Berdasarkan hasil survey lapangan yang dilakukan pada tgl 20 oktober 2016 dengan pengumpulan data terkait dimensi saluran, jaringan drainase serta contour tanah, maka

pada Gambar 1.2 menunjukkan gambaran dari permukaan tanah Perumahan Pepelegi Indah Waru Sidoarjo.



Gambar 1.2 Kontur Tanah Perumahan Pepelegi Indah Waru Sidoarjo

Kontur ini merupakan data awal yang akan digunakan untuk penentuan skenario arah saluran tersier. Hal ini disebabkan karena dalam penentuan arah buangan tersier harus juga mempertimbangkan kemiringan lahan.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1. Curah Hujan Rata – Rata

Data hujan yang diperoleh dari alat penakar hujan merupakan hujan yang terjadi hanya pada satu tempat atau titik saja (point rainfall). Mengingat hujan sangat bervariasi terhadap tempat (space), maka untuk kawasan yang luas suatu hujan alat penakar hujan belum dapat menggambarkan hujan wilayah tersebut. Dalam hal ini diperlukan perhitungan rata – rata curah hujan beberapa stasiun, data hujan yang diperlukan untuk analisa hidrologi telah tersihimpun data hujan sepanjang tahun.

Kawasan perumahan pepelagi sebagian termasuk dalam DAS Kali Buntung dan Kali Semampir yang terdapat 1 stasiun hujan yaitu stasiun hujan Waru serta mempunyai luas DAS $\pm 34 \text{ Km}^2$. Curah hujan yang diperlukan untuk rancangan pengendalian banjir adalah curah hujan rata – rata di seluruh daerah yang bersangkutan, bukan curah hujan pada satu titik tertentu, curah hujan ini disebut juga sebagai curah hujan wilayah dan dinyatakan dalam mm. Untuk mendapatkan gambaran mengenai distribusi curah hujan di seluruh daerah aliran sungai, maka dipilih beberapa stasiun yang tersebar di seluruh DAS. Stasiun terpilih adalah stasiun yang berada dalam cakupan areal DAS dan memiliki data pengukuran secara lengkap. Beberapa cara yang dapat dipakai untuk menentukan curah hujan rata – rata adalah sebagai berikut :

2.1.1. Cara Arithmatik Mean

Pada cara arithmatik dianggap bahwa data curah hujan dari suatu tempat pengamatan dapat dipakai untuk daerah penalaran di sekitar tempat itu dengan merata –rata langsung stasiun penakar hujan yang digunakan.

$$\bar{R} = \frac{1}{n}(R_1 + R_2 + R_3) \dots \dots \dots (2.1)$$

(Suyono Sosrodarsono, 2006)

Dimana:

- \bar{R} = curah hujan daerah (mm)
 n = jumlah titik-titik pengamatan
 R_1, R_2, \dots, R_n = curah hujan di tiap titik pengamatan (mm)

2.1.2. Cara Thiessen Poligon

Pada cara Thiessen dianggap bahwa data curah hujan dari suatu tempat pengamatan dapat dipakai untuk daerah pengaliran di sekitar tempat itu. Cara ini digunakan apabila titik – titik pengamatan didalam daerah tersebut tidak menyebar merata, maka dilakukan dengan memperhitungkan daerah pengaruh pada tiap titik pengamatan dengan curah hujan rata – rata daerah pengaliran di dataran yang kondisinya tidak sama. Cara perhitungan dengan membuat poligon yang memotong tegak lurus pada tengah – tengah garis penghubung dua stasiun hujan. Dengan demikian tiap stasiun penakar R_n akan terletak pada suatu wilayah poligon tertutup A_n . Perbandingan luas poligon untuk setiap stasiun yang besarnya A_n/A . Thiessen memberi rumusan sebagai berikut :

$$\bar{R} = \frac{A_1 R_1 + A_2 R_2 + \dots + A_n R_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n}$$

$$\bar{R} = \frac{A_1 R_1 + A_2 R_2 + \dots + A_n R_n}{A} \dots \dots \dots (2.2)$$

(Suyono Sosrodarsono, 2006)

Dimana :

- \bar{R} = curah hujan daerah
 R_1, R_2, \dots, R_n = curah hujan di tiap titik pengamatan
 A_1, A_2, \dots, A_n = Luas daerah Thiessen yang mewakili titik pos curah hujan
 n = jumlah titik – titik pengamatan
 A = Luas total daerah Thiessen , $A = A_1 + A_2 + \dots + A_n$

2.2. Curah Hujan Rencana

Sebagaimana dijelaskan sebelumnya, untuk daerah yang tidak memiliki data debit (banjir maksimum tahunan) maka debit banjir rencananya dihitung dengan metode curah hujan – limpasan (rainfall – runoff). Perhitungannya dimulai dari curah hujan rencana yang dikonversi menjadi curah hujan jam – jaman kemudian dikali karakteristik daerah aliran sungainya yang dikenal dengan nama hidrograf satuan. Sedangkan curah hujan rencana yang dalam hal ini adalah curah hujan harian diperoleh dari data curah hujan harian maksimum tahunan diolah dengan metode analisis frekuensi. Analisis frekuensi data curah hujan rencana dapat dilakukan dengan menggunakan beberapa distribusi probabilitas yang banyak digunakan dalam hidrologi, yaitu : Distribusi Gumbel, Distribusi Normal, dan Distribusi Log Pearson III. Persyaratan pemakaian distribusi tersebut didasarkan pada nilai Koefisien Skewness dan koefisien Kuortosis , seperti persyaratan yang tercantum pada Tabel 2.1.

Tabel 2.1. Persyaratan Pemilihan Distribusi Frekuensi

Distribusi Frekuensi	Parameter Data Statistik	
	Koefisien Skewness (Cs)	Koefisien Kurtosis (Ck)
Gumbel	1.14	5.4
Distribusi Normal	$-0.015 < Cs < 0.05$	$2.7 < Ck < 3.0$
Log Pearson III	bebas	$1.5 Cs^2 + 3$

(Soemarto, 1995)

2.2.1. Metode Distribusi Normal

Dalam analisis hidrologi distribusi normal sering digunakan untuk menganalisis frekuensi curah hujan, analisis statistik dari distribusi curah hujan tahunan, debit rata-rata tahunan. Distribusi tipe normal, mempunyai koefisien kemencengan (Coefisien of skewness) atau $CS = 0$

1. Nilai rata – rata

$$X = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n X_i \dots\dots\dots(2.3)$$

(Hidrologi Aplikasi Metode Statistik untuk Analisis Data. Jilid I. Soewarno)

Dimana :

\bar{X} = nilai rata – rata (mm)

X_i = nilai pengukuran dari suatu variant (mm)

n = Jumlah data

2. Koefisien Kemencengan (C_s)

Kemencengan (skewness) adalah suatu nilai yang menunjukkan derajat ketidaksimetrisan dari suatu bentuk distribusi.

$$C_s = \frac{n \sum_{i=1}^n (X - \bar{X})^3}{(n-1)(n-2)S^3} \dots\dots\dots (2.4)$$

(Hidrologi Aplikasi Metode Statistik untuk Analisis Data. Jilid I. Soewarno)

Dimana :

C_s = Koefisien kemencengan

S_d = Standart Devisiasi dari sample (mm)

\bar{X} = Rata – rata hitung dari sample (mm)

X_i = nilai variant ke-i (mm)

n = Jumlah data

3. Koefisien Kurtosis

Pengukuran kurtosis dimaksud untuk mengukur keruncingan dari bentuk kurva distribusi, yang umumnya dibandingkan dengan distribusi normal.

$$C_K = \frac{n^2 \sum_{i=1}^n (X - \bar{X})^4}{(n-1)(n-2)(n-3)S^4} \dots\dots\dots (2.5)$$

(Hidrologi Aplikasi Metode Statistik untuk Analisis Data. Jilid I. Soewarno)

Dimana :

C_K = Koefisien Kurtosis

S_d = Standart Devisiasi dari sample (mm)

\bar{X} = Rata – rata hitung dari sample (mm)

X_i = Nilai variant ke-i (mm)

n = Jumlah data

2.2.2. Distribusi Gumbel

Untuk menghitung curah hujan dengan massa ulang tertentu menurut Gumbel dapat dipakai perumusan sebagai berikut :

$$X_T = \bar{X} + \frac{S}{S} \cdot (Y_T - Y_n) \dots\dots\dots(2.6)$$

(Soemarto,1995)

Dimana :

X_T = Nilai variat yang diharapkan terjadi

\bar{X} = Nilai rata – rata hitung varian

S_d = Standart devisiasi (simpangan baku)

$$S = \sqrt{\frac{\sum(X_i - \bar{X})^2}{n-1}} \dots\dots\dots(2.7)$$

Y_T = Nilai reduksi varian dari variable yang diharapkan terjadi pada periode ulang tertentu
 hubungan antara periode ulang T dengan Y_T dihitung dengan menggunakan rumus 2.8

Rumus hubungan antara periode ulang T dengan Y_T :

untuk $T > 20$, maka : $Y_T = \ln T$

$$Y_T = -\ln [-\ln(\frac{T-1}{T})] \dots\dots\dots(2.8)$$

(Bambang Triatmojo, 2008)

$Y_n = Y_n$ = Nilai rata – rata dari reduced variable Y, merupakan fungsi jumlah data n,
 dapat dilihat pada Tabel 2.2

S_n = Simpangan baku dari reduced variable Y, merupakan fungsi dari jumlah data n
 dapat dilihat pada tabel 2.3

Tabel 2.2.Harga Reduced Mean (Yn)

N	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	0,4952	0,4996	0,5035	0,5070	0,5100	0,5128	0,5157	0,5181	0,5202	0,5220
20	0,5236	0,5252	0,5268	0,5283	0,5296	0,5300	0,5820	0,5882	0,5343	0,5353
30	0,5363	0,5371	0,5380	0,5388	0,5396	0,5400	0,5410	0,5418	0,5424	0,5430
40	0,5463	0,5442	0,5448	0,5453	0,5458	0,5468	0,5468	0,5473	0,5477	0,5481
50	0,5485	0,5489	0,5493	0,5497	0,5501	0,5504	0,5508	0,5511	0,5515	0,5518
60	0,5521	0,5524	0,5527	0,5530	0,5533	0,5535	0,5538	0,5540	0,5543	0,5545
70	0,5548	0,5550	0,5552	0,5555	0,5557	0,5559	0,5561	0,5563	0,5565	0,5567
80	0,5569	0,5570	0,5572	0,5574	0,5576	0,5578	0,5580	0,5581	0,5583	0,5585
90	0,5586	0,5587	0,5589	0,5591	0,5592	0,5593	0,5595	0,5596	0,5598	0,5599
100	0,5600	0,5602	0,5603	0,5604	0,5606	0,5607	0,5608	0,5609	0,5610	0,5611

(Sumber : Dr. Ir. Suripin, M. Eng. Sistem Drainase Perkotaan yang Berkelanjutan hal 52)

Tabel 2.3. Harga Reduced Deviation (Sn)

N	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	0,9496	0,9676	0,9833	0,9971	1,0095	1,0206	1,0316	1,0411	1,0493	1,0565
20	1,0628	1,0696	1,0754	1,0811	1,0864	1,0315	1,0961	1,1004	1,1047	1,1080
30	1,1124	1,1159	1,1193	1,1226	1,1255	1,1285	1,1313	1,1339	1,1363	1,1388
40	1,1413	1,1436	1,1458	1,1480	1,1499	1,1519	1,1538	1,1557	1,1574	1,1590
50	1,1607	1,1923	1,1638	1,1658	1,1667	1,1681	1,1696	1,1708	1,1721	1,1734
60	1,1747	1,1759	1,1770	1,1782	1,1793	1,1803	1,1814	1,1824	1,1834	1,1844
70	1,1854	1,1863	1,1873	1,1881	1,1890	1,1898	1,1906	1,1915	1,1923	1,1930
80	1,1938	1,1945	1,1953	1,1959	1,1967	1,1973	1,1980	1,1987	1,1994	1,2001
90	1,2007	1,2013	1,2026	1,2032	1,2038	1,2044	1,2046	1,2049	1,2055	1,2060
100	1,2065	1,2069	1,2073	1,2077	1,2081	1,2084	1,2087	1,2090	1,2093	1,2096

(Sumber : Dr. Ir. Suripin, M. Eng. Sistem Drainase Perkotaan yang Berkelanjutan hal 52)

2.2.3. Distribusi Log Pearson III

Perkiraan besarnya probabilitas hujan rencana dengan periode ulang T tahun dengan metode ini menggunakan perumusan :

$$\text{Log}X = \overline{L} + k (\overline{S}) \dots\dots\dots(2.9)$$

Dimana :

Log X = nilai variat X yang diharapkan terjadi pada periode ulang tertentu

\overline{L} = rata – rata hitung nilai X hasil pengamatan

(\overline{S}) = standar devisiasi logaritmik nilai X hasil pengamatan

k = Karakteritik dari Log Pearson Type III (lihat Tabel 2.4)

Prosedur untuk menentukan kurva distribusi Log Pearson type III, adalah :

- a. Tentukan logaritma dari semua nilai variat X

- b. Hitung nilai rata - ratanya :

$$\bar{L} = \frac{\sum L \cdot x}{n} \dots\dots\dots(2.10)$$

n = jumlah data

- c. Hitung nilai deviasi standarnya dari Log X :

$$S = \sqrt{\frac{\sum (L \cdot x - \bar{L} \cdot x)^2}{n-1}} \dots\dots\dots(2.11)$$

- d. Hitung nilai koefisien kemencengan / *skewness*

$$Cs = \frac{n \sum (L \cdot x - \bar{L} \cdot x)^3}{(n-1)(n-2)(S \cdot L \cdot x)^3} \dots\dots\dots(2.12)$$

- e. Tentukan anti log dari Log X, untuk mendapatkan nilai X yang diharapkan terjadi pada periode tertentu sesuai dengan nilai Cs-nya (lihat pada Tabel 2.4)

Tabel 2.4. Nilai k Distribusi Log Pearson Type III untuk Setiap nilai Cs (Koefisien *Skewness*)

Kemencengan (CS)	Periode Ulang (Tahun)							
	2	5	10	25	50	100	200	1000
	Peluang (%)							
	50	20	10	4	2	1	0.5	0.1
3.0	-0.396	0.42	1.180	2.278	3.152	4.054	4.976	7.250
2.5	-0.36	0.518	1.250	2.262	3.048	3.845	4.652	6.600
2.2	-0.33	0.574	1.284	2.240	2.970	3.705	4.454	6.200
2.0	-0.307	0.609	1.302	2.219	2.912	3.605	4.298	5.910
1.8	-0.282	0.643	1.318	2.193	2.848	3.449	4.147	5.660
1.6	-0.254	0.675	1.329	2.163	2.780	3.386	3.990	5.390
1.4	-0.225	0.705	1.337	2.128	2.706	3.271	3.721	5.110
1.2	-0.195	0.732	1.340	2.087	2.626	3.149	3.661	4.820
1.0	-0.164	0.758	1.340	2.043	2.542	3.022	3.489	4.540
0.9	-0.148	0.769	1.339	2.019	2.498	2.957	3.401	4.395
0.8	-0.132	0.780	1.336	1.993	2.453	2.891	3.312	4.250
0.7	-0.116	0.790	1.333	1.967	2.407	2.874	3.223	4.105
0.6	-0.099	0.800	1.328	1.936	2.359	2.755	3.132	3.960
0.5	-0.083	0.808	1.323	1.910	2.311	2.686	3.041	3.815
0.4	-0.066	0.816	1.317	1.880	2.261	2.615	2.949	3.670
0.3	-0.05	0.824	1.309	1.849	2.211	2.544	2.856	3.525
0.2	-0.033	0.830	1.301	1.818	2.159	2.472	2.763	3.380
0.1	-0.017	0.836	1.292	1.785	2.107	2.400	2.670	3.235
0.0	0.000	0.842	1.282	1.751	2.054	2.326	2.576	3.090
-0.1	0.017	0.836	1.270	1.761	2.000	2.252	2.482	3.950
-0.2	0.033	0.850	1.258	1.680	1.945	2.178	2.388	2.810
-0.3	0.050	0.853	1.245	1.643	1.890	2.104	2.294	2.675
-0.4	0.066	0.855	1.231	1.606	1.834	2.029	2.201	2.540

-0.5	0.083	0.856	1.216	1.567	1.777	1.955	2.108	2.400
-0.6	0.099	0.857	1.200	1.528	1.720	1.880	2.016	2.275
-0.7	0.116	0.857	1.183	1.488	1.663	1.806	1.926	2.150
-0.8	0.132	0.856	1.166	1.488	1.606	1.733	1.837	2.035
-0.9	0.148	0.854	1.147	1.407	1.549	1.660	1.749	1.910
-1.0	0.164	0.852	1.128	1.366	1.492	1.588	1.664	1.800
-1.2	0.195	0.844	1.086	1.282	1.379	1.449	1.501	1.625
-1.4	0.225	0.832	1.041	1.198	1.270	1.318	1.351	1.465
-1.6	0.254	0.817	0.994	1.116	1.166	1.200	1.216	1.280
-1.8	0.282	0.799	0.945	0.935	1.069	1.089	1.097	1.130
-2.0	0.307	0.777	0.895	0.959	0.980	0.990	1.995	1.000
-2.2	0.330	0.752	0.844	0.888	0.900	0.905	0.907	0.910
-2.5	0.360	0.711	0.771	0.793	0.798	0.799	0.800	0.802
-3.0	0.396	0.636	0.660	0.666	0.666	0.667	0.667	0.668

(Sumber : Soewarno. Hidrologi Aplikasi Metode Statistik untuk Analisis Data. Jilid I)

2.3. Uji Kecocokan Distribusi Frekuensi

Untuk menentukan kecocokan distribusi dari sampel data terhadap fungsi distribusi peluang (frekuensi teoritis) yang diperkirakan dapat menggambarkan atau mewakili distribusi empiris tersebut, diperlukan pengujian secara statistik. Pemeriksaan uji kesesuaian bertujuan untuk mengetahui kebenaran dari suatu hipotesa sehingga diketahui :

1. Kebenaran antara hasil pengamatan dengan model distribusi yang diharapkan atau yang didapatkan secara teoritis.
2. Kebenaran hipotesa (hasil model distribusi diterima atau ditolak)

Terdapat dua cara pengujian yaitu uji Chi Kuadrat dan uji Smirnov Kolmogorov. Pada umumnya pengujian dilaksanakan dengan cara menggambar data pada kertas peluang dan menentukan apakah data tersebut merupakan garis lurus atau dengan memperbandingkan kurva frekuensi dari data pengamatan terhadap kurva frekuensi teoritisnya.

2.3.1. Uji Chi Kuadrat

Uji Chi Kuadrat dimaksudkan untuk menentukan apakah persamaan distribusi peluang yang telah di pilih dapat mewakili dari distribusi statistik sampel data yang di analisis. Pengambilan keputusan uji ini menggunakan parameter X^2 , oleh karena itu disebut dengan uji Chi Kuadrat.

Parameter X^2 dapat dihitung dengan rumus :

$$h^2 = \frac{(O - E)^2}{E} \dots\dots\dots(2.13)$$

(Soewarno, Jilid I, 1995)

Dimana :

h^2 = Parameter Chi Kuadrat terhitung
 = Jumlah sub kelompok

O_i = Jumlah nilai pengamatan pada sub kelompok ke-i

E_i = Jumlah nilai teoritis pada sub kelompok ke-i

Parameter h^2 merupakan variable acak. Peluang untuk mencapai h^2 sama atau lebih besar daripada nilai Chi Kuadrat yang sebenarnya (h^2) dapat dilihat pada tabel (Suripin, 2004)

Prosedur Uji Chi Kuadrat adalah :

- Urutkan data pengamatan (dari besar ke kecil atau sebaliknya)
- Kelompokkan data menjadi G sub-grup, tiap-tiap sub grup minimal 4 data pengamatan. Tidak ada aturan yang pasti tentang penentuan jumlah kelas (grup), H.A. Sturges pada tahun 1926 mengemukakan suatu perumusan untuk menentukan banyaknya kelas, yaitu: $k = 1 + 3.322 \log n$, dengan k = banyaknya kelas; n = banyaknya nilai observasi Menentukan jumlah kelas pengamatan dengan rumus sebagai berikut :
- Jumlahkan data perencanaan sebesar O_i tiap – tiap sub grup
- Jumlahkan data dari persamaan distribusi yang digunakan sebesar E_i
- Tiap – tiap sub grup dihitung nilai $(O_i - E_i)^2$ dan $(\frac{O - E}{E})^2$
- Jumlah seluruh G sub grup $(\frac{O - E}{E})$ nilai untuk menentukan nilai Chi Kuadrat hitung
- Tentukan derajat kebebasan $dk = G - R - 1$ (nilai $R = 2$ untuk distribusi normal dan binomial, nilai $R = 1$ untuk distribusi poisson)

Interpretasi hasilnya adalah :

- Apabila peluang lebih dari 5% maka persamaan distribusi teoritis yang digunakan dapat diterima

- Apabila peluang lebih kecil dari 1% maka persamaan distribusi teoritis tidak dapat diterima
- Apabila peluang berada antara 1 sampai 5% adalah tidak mungkin mengambil keputusan, misal perlu ditambah data.

Tabel 2.5. Nilai Kritis Distribusi *Chi Kuadrat*

df	α derajat kepercayaan							
	0,995	0,99	0,975	0,95	0,05	0,025	0,01	0,005
1	0,000393	0,000157	0,000982	0,00393	3,841	5,024	6,635	7,879
2	0,0100	0,0201	0,0506	0,103	5,991	7,378	9,210	10,597
3	0,0717	0,115	0,216	0,352	7,815	9,348	11,345	12,838
4	0,207	0,297	0,484	0,711	9,488	11,143	13,277	14,860
5	0,412	0,554	0,831	1,145	11,070	12,832	15,086	16,750
6	0,676	0,872	1,237	1,635	12,592	14,449	16,812	18,548
7	0,989	1,239	1,690	2,167	14,067	16,013	18,475	20,278
8	1,344	1,646	2,180	2,733	15,507	17,535	20,090	21,955
9	1,735	2,088	2,700	3,325	16,919	19,023	21,666	23,589
10	2,156	2,558	3,247	3,940	18,307	20,483	23,209	25,188
11	2,603	3,053	3,816	4,575	19,675	21,920	24,725	26,757
12	3,074	3,571	4,404	5,226	21,026	23,337	26,217	28,300
13	3,565	4,107	5,009	5,892	22,362	24,736	27,688	29,819
14	4,075	4,660	5,629	6,571	23,685	26,119	29,141	31,319
15	4,601	5,229	6,262	7,261	24,996	27,488	30,578	32,801
16	5,142	5,812	6,908	7,962	26,296	28,845	32,000	34,267
17	5,697	6,408	7,564	8,672	27,587	30,191	33,409	35,718
18	6,265	7,015	8,231	9,390	28,869	31,526	34,805	37,156
19	6,844	7,633	8,907	10,117	30,144	32,852	36,191	38,582
20	7,434	8,260	9,591	10,851	31,410	34,170	37,566	39,997
21	8,034	8,897	10,283	11,591	32,671	35,479	38,932	41,401
22	8,643	9,542	10,962	12,338	33,924	36,781	40,289	42,796
23	9,260	10,196	11,689	13,091	35,172	38,076	41,638	44,181
24	9,886	10,856	12,401	13,848	36,415	39,364	42,980	45,558
25	10,520	11,524	13,120	14,611	37,652	40,646	44,314	46,928
26	11,160	12,198	13,844	15,379	38,885	41,923	45,642	48,290
27	11,808	12,879	14,573	16,151	40,113	43,194	46,963	49,645
28	12,461	13,565	15,308	16,928	41,337	44,461	48,278	50,993
29	13,121	14,256	16,047	17,708	42,557	45,722	49,588	52,336
30	13,787	14,953	16,791	18,493	43,773	46,979	50,892	53,672

(Sumber : Soewarno, Jilid I, 1995)

2.3.2. Uji Smirnov Kolmogorov

Uji Kecocokan Smirnov – Kolmogorof, sering juga disebut uji kecocokan non parametrik (*non – parametric test*), karena pengujiannya tidak menggunakan fungsi distribusi tertentu.

Prosedurnya adalah sebagai berikut :

1. Urutkan data (dari yang besar ke kecil atau sebaliknya) dan tentukan besarnya dari masing-masing data tersebut.
2. Tentukan nilai masing-masing peluang teoritis dari hasil penggambaran data (persamaan distribusinya)

3. Dari kedua nilai peluang tersebut tentukan selisih terbesarnya antara peluang pengamatan dengan peluang teoritis.
4. Berdasarkan tabel nilai kritis (smirnov-kolmogorof test) tentukan harga DO (lihat tabel 2.6)
 - Apabila $D < DO$ maka distribusi teoritis dapat diterima.
 - Apabila $D > DO$ maka distribusi teoritis tidak dapat diterima

Tabel 2.6. Nilai Kritis DO Untuk Uji Smirnov-Kolmogorof

Jumlah data N	α Derajat Kepercayaan			
	0,20	0,10	0,05	0,01
5	0,45	0,51	0,56	0,67
10	0,32	0,37	0,41	0,49
15	0,27	0,30	0,34	0,40
20	0,23	0,26	0,29	0,36
25	0,21	0,24	0,27	0,32
30	0,19	0,22	0,24	0,29
35	0,18	0,20	0,23	0,27
40	0,17	0,19	0,21	0,25
45	0,16	0,18	0,20	0,24
50	0,15	0,17	0,19	0,23
$n > 50$	$1,07/n^{0,5}$	$1,22/n^{0,5}$	$1,36/n^{0,5}$	$1,63/n^{0,5}$

(Soewarno, 1995)

2.4. Koefisien Pengaliran

Koefisien pengaliran (C) adalah perbandingan antara air yang mengalir dipermukaan tanah (surface run off) dengan air hujan yang terjadi. Besar debit banjir rencana dipengaruhi oleh besar nilai koefisien pengaliran atau koefisien limpasan yang tergantung pada penggunaan lahan (*land use*), jenis tanah dan juga topografi daerah pengaliran.

Tabel 2.7. Koefisien Pengaliran (C)

No.	Tata Guna lahan	Koefisien Pengaliran
1	Jalan beton dan aspal	0,70 – 0,95
2	Jalan kerikil dan jalan tanah	0,40 – 0,70
3	Bahu jalan:	
	Tanah berbutir halus	0,40 – 0,65
	Tanah berbutir kasa	0,10 – 0,20
4 5 6 7 8 9 10 11 12	Batuan masif keras	0,70 – 0,85
	Batuan masif lunak	
	Daerah perkotaan	0,60 – 0,75
	Daerah pinggir kota	0,70 – 0,95
	Daerah industri	0,60 – 0,75
	Pemukiman tidak padat	0,60 – 0,90
	Pemukiman padat	0,40 – 0,60
	Taman dan kebun	0,40 – 0,60
	Persawahan	0,20 – 0,40
	Perbukitan	0,45 – 0,60
	Pegunungan	0,70 – 0,80

(Imam Subarkah, 1980)

2.5. Analisa Debit Banjir Rencana

Analisa debit rencana digunakan untuk merencanakan bangunan yang dibutuhkan untuk pengendalian banjir. Metode yang digunakan dalam penelitian ini untuk menghitung debit banjir rencana yaitu Metode hidrograf satuan sintesis Hec – HMS.

2.5.1 Metode Unit Hidrograf dengan Menggunakan HEC – HMS 3.5

Dalam Permodelan menggunakan HEC-HMS 3.5 ini, disediakan beberapa pilihan metode yang dapat dipakai untuk perhitungan hidrograf satuan. Metode – metode yang ada antara lain adalah :

1. Hidrograf satuan sintesis Snyder

2. Hidrograf satuan SCS (*Soil Conservation Service*)
3. Hidrograf satuan Clark

Karena keterbatasan ketersediaan data lapangan yang dibutuhkan didalam penggunaan metode – metode perhitungan tersebut diatas, maka penulis memilih metode satuan sintesis Snyder yang paling mudah diaplikasikan dalam perhitungan.

2.5.1.1. Hidrograf satuan sintesis Snyder

Pada tahun 1938, Snyder menerbitkan suatu unit hidrograf parametrik yang dikembangkan untuk analisa daerah aliran sungai menyediakan hubungan – hubungan untuk menaksir parameter – parameter. Unit hidrograf dari karakteristik – karakteristik suatu batas air. HEC– HMS memasukkan didalamnya satu implementasi Snyder Unit Hydrograf.

$$tpR = tp - \frac{t - t_r}{4} \dots\dots\dots(2.17)$$

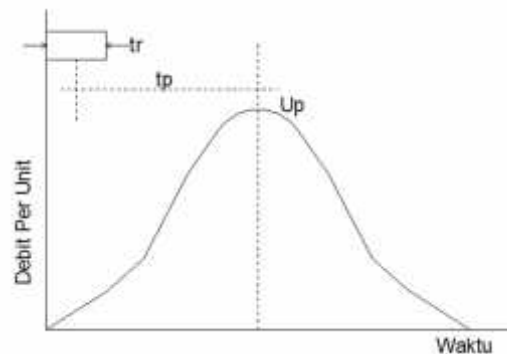
$$tp = 5,5 tr \dots\dots\dots(2.18)$$

Dimana :

tpR = Kelajuan dari unit hidrograf yang diinginkan

tR = Jangka waktu unit hidrograf yang diinginkan

tr = Curah hujan dalam jangka waktu



Gambar 2.1. Unit Hidrograf Snyder

Untuk permasalahan dasar, Snyder menemukan bahwa unit hidrograf tertinggal dan mencapai puncak per unit dari kelebihan hujan per bidang unit dari batas air yang terkait.

$$\frac{U}{A} = C \frac{Q_p}{t} \dots\dots\dots(2.19)$$

Dimana :

U_p = Puncak dari unit hidrograf

A = Bidang batas

C_p = Koefisien puncak unit hidrograf

C = Konversi tetap (275 untuk satuan SI atau 640 untuk satuan kaki)

Untuk waktu durasi yang berbeda puncak unit hidrograf Q_{pR} ditetapkan sebagai berikut:

$$\frac{U}{A} = C \frac{Q_p}{t} \dots\dots\dots(2.20)$$

2.5.1.2. Hidrograf satuan sintesis SCS

Model hidrograf satuan sintesis SCS ini adalah unit hidrograf yang berdimensi, yang dicapai puncak tunggal unit hidrograf. Hal ini dapat dilihat pada gambar 2.2.

SCS menyatakan bahwa puncak unit hidrograf dan waktu puncak unit hidrograf terkait oleh :

$$U = C \frac{A}{t} \dots\dots\dots(2.21)$$

Untuk waktu puncak sebagai berikut :

$$T_p = \frac{\Delta t}{2} + t_{lag} \dots\dots\dots(2.22)$$

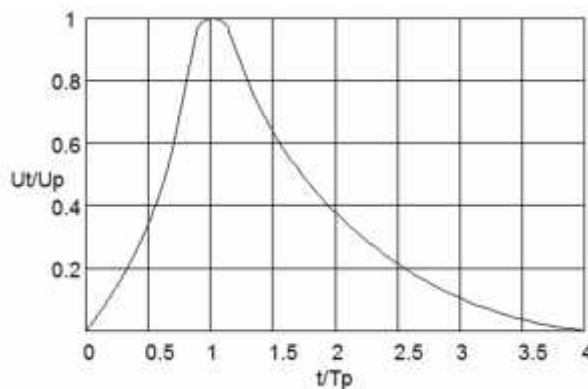
Dimana :

A = Daerah aliran

C = Konversi tetap (208 untuk satuan SI dan 484 didalam satuan kaki)

t = Jangka waktu kelebihan air

T_{lag} = Perbedaan waktu antara pusat masa dari kelebihan curah hujan dan puncak dari unit hidrograf



Gambar 2.2. Unit Hidrograf SCS(Sumber : Panduan HEC-HMS Suhartanto, 2008)

SCS menunjukkan bahwa jeda waktu unit hidrograf berhubungan dengan waktu konsentrasi (t_c), seperti:

$$t_{ti} = 0.6t_c \dots\dots\dots(2.23)$$

Waktu konsentrasi adalah parameter berbasis kuasi-fisik yang dapat diperkirakan sebagai :

$$t_c = t_{she} + t_{sha} + t_{cha} \dots\dots\dots(2.24)$$

Dimana :

t_{sheet} = Jumlah waktu perjalanan di segmen aliran lembar atas permukaan tanah DAS

$t_{shallow}$ = Jumlah waktu perjalanan di segmen aliran dangkal, menyusuri jalan-jalan, diselokan, atau pada jalur dangkal dan anak sungai.

$t_{channel}$ = Jumlah waktu perjalanan dalam saluran segmen saluran.

Saluran terbuka mengidentifikasikan dimana informasi penampang tersedia. Penampang melintang didapatkan dari survey lapangan, peta, atau foto udara. Untuk kecepatan saluran ini diperkirakan dengan persamaan manning :

$$V = \frac{CR^{2/3}S^{1/2}}{n} \dots\dots\dots(2.25)$$

Dimana :

V = Kecepatan rata-rata

R = Jari-jari hidrolis

S = Kemiringan garis energi

C = Konversi tetap (1.00 untuk satuan SI atau 1.49 untuk satuan kaki)

Nilai-nilai n, yang umumnya dikenal sebagai koefisien kekasaran Manning, dapat diperkirakan dari tabel buku, seperti yang terjadi di Chaudhry (1993). Setelah kecepatan demikian diperkirakan, waktu tempuh saluran juga dihitung sebagai:

$$t_{cha} = \frac{L}{V} \dots\dots\dots(2.26)$$

Dimana :

L = Panjang saluran

Lembar aliran mengalir di atas permukaan tanah DAS, sebelum air mencapai saluran. Jarak yang pendek pada urutan 10-100 meter (30-300 kaki). Itu SCS menunjukkan bahwa waktu tempuh lembar aliran dapat diperkirakan sebagai :

$$t_{she} = \frac{0.001 (N)^{0.8}}{(P_2)^{0.5} S^{0.4}} \dots\dots\dots(2.27)$$

Dimana :

- N = Koefisien kekasaran aliran di dataran
- L = Panjang aliran
- P₂ = 2 tahun (tinggi hujan 24 jam dalam inchi)
- S = Kemiringan garis hidrolik (yang didekati oleh kemiringan tanah)

Lembar aliran biasanya berubah menjadi aliran dangkal terkonsentrasi setelah 100 meter. Kecepatan rata-rata untuk aliran dangkal terkonsentrasi dapat diperkirakan sebagai:

$$V = \left\{ \frac{16.1345 \sqrt{S}}{20.3282 \sqrt{S}} \right\} \dots\dots\dots(2.28)$$

2.6.2. Penelusuran Banjir (*Flood Routing*) dengan menggunakan HEC – HMS 3.5

Dalam Permodelan menggunakan HEC-HMS 3.5 ini, disediakan beberapa pilihan metode yang dapat dipakai untuk perhitungan penulusan banjir (*Flood Routing*).

Metode– metode yang ada antara lain adalah :

2.6.2.1 Metode *Kinematik Wave Routing*

Model penelusuran *Kinematic-Wave* sungai berdasarkan pendekatan beda hingga persamaan kontinuitas dan penyederhanaan persamaan momentum.

Informasi yang diperlukan untuk menggunakan kinematik gelombang model saluran routing ditunjukkan pada Tabel 2.4. Informasi ini, untuk sebagian besar, dapat dikumpulkan dari peta, suevey dan pemeriksaan lapangan. Angka n manning dapat diperkirakan dengan menggunakan prosedur umum.

Tabel 2.8 Informasi yang diperlukan dalam Model Penelusuran *Kinematic-Wave*

Deskripsi
Bentuk penampang: Apakah trapesium, persegi panjang, atau lingkaran?

Dimensi : lebar bawah saluran, diameter saluran tersebut. Kemiringan samping bentuk trapesium. Panjang sungai Kemiringan garis energi Manning n, koefisien kekasaran untuk aliran saluran.
--

(Sumber : Panduan HEC-HMS)

Meskipun populer dan mudah digunakan, model Muskingum meliputi parameter yang tidak didasarkan secara fisik dan dengan demikian sulit untuk memperkirakan. Selanjutnya, model didasarkan pada asumsi-asumsi yang sering dilanggar dalam saluran alami. Maka, model Muskingum-Cunge, mengatasi keterbatasan ini.

Model ini berdasarkan pada solusi dari bentuk persamaan kontinuitas (dengan *inflow* lateral q_L) berikut :

$$\frac{\partial}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} = q_L \dots\dots\dots(2.29)$$

Dan bentuk difusi persamaan momentum:

$$S_f = S_o - \frac{\partial}{\partial t} \dots\dots\dots(2.30)$$

Penggabungan dan penggunaan pendekatan linear ini menghasilkan persamaan difusi (Miller dan Cunge, 1975):

$$\frac{\partial}{\partial t} + c \frac{\partial}{\partial x} = \mu \frac{\partial^2 Q}{\partial x^2} + C_L \dots\dots\dots(2.31)$$

Dimana :

c = Kecepatan gelombang dan difusivitas hidraulik

Kecepatan gelombang dan difusivitas hidraulik dinyatakan dalam bentuk sebagai berikut :

$$c = \frac{d}{a} \dots\dots\dots(2.32)$$

Dan:

$$\mu = \frac{Q}{2BS_o} \dots\dots\dots(2.33)$$

Dimana :

B = Lebar atas permukaan air

Pendekatan beda hingga turunan parsial terbatas yang dikombinasikan dengan persamaan 32 menghasilkan persamaan sebagai berikut :

$$O_t = C_1 I_{t-1} + C_2 I_t + C_3 O_{t-1} + C_4 (q_L \Delta x) \dots\dots\dots(2.34)$$

Koefisien didapatkan dari :

$$C_1 = \frac{\frac{\Delta x}{K} + 2X}{\frac{\Delta x}{K} + 2(1-X)} \dots\dots\dots(2.35)$$

$$C_2 = \frac{\frac{\Delta x}{K} - 2X}{\frac{\Delta x}{K} + 2(1-X)} \dots\dots\dots(2.36)$$

$$C_3 = \frac{2(1-X) - \frac{\Delta x}{K}}{\frac{\Delta x}{K} + 2(1-X)} \dots\dots\dots(2.37)$$

$$C_4 = \frac{2\left(\frac{\Delta x}{K}\right)}{\frac{\Delta x}{K} + 2(1-X)} \dots\dots\dots(2.38)$$

Parameter K dan X adalah (Cunge, 1969; Ponce, 1978):

$$K = \frac{\Delta x}{c} \dots\dots\dots(2.39)$$

$$X = \frac{1}{2} \left(1 - \frac{Q}{BS_0 c \Delta x} \right) \dots\dots\dots(2.40)$$

Tapi c, Q, dan B berubah dari waktu ke waktu, sehingga koefisien C1, C2, C3, dan C4 juga harus berubah. HEC-HMS menghitung c, Q dan B pada Setiap langkah waktu dan jarak, Δt dan Δx , menggunakan algoritma yang diusulkan oleh Ponce (1986).

Pilihan langkah waktu dan jarak sangat penting. HEC-HMS memilih ini untuk memastikan akurasi dan stabilitas. Pemilihan Δt sebagai nilai minimum dipilih sebagai berikut : penggunaan langkah waktu dari spesifikasi kontrol; waktu tempuh melalui sungai; atau waktu ke 1/20 untuk bangkit dari puncak *inflow* naik secara curam, dibulatkan ke kelipatan terdekat atau pembagi dari penggunaan langkah waktu. Setelah Δt adalah dipilih, HEC-HMS menghitung Δx sebagai:

$$\Delta x = c \Delta t \dots\dots\dots(2.41)$$

Nilai dibatasi sehingga:

$$\Delta x < \frac{1}{2} \left(c \Delta t + \frac{Q_u}{BS_0 c} \right) \dots\dots\dots(2.42)$$

Berikut ini yaitu Q_0 = arus referensi, dihitung dari hidrograf *inflow* sebagai:

$$Q_u = Q_B + \frac{1}{2} (Q_p - Q_B) \dots\dots\dots(2.43)$$

Dimana :

QB = *Baseflow*

Q_{peak} = Puncak *inflow*

2.6.2.2. Metode *Lag Routing*

Metode penelusuran banjir *Lag* ini adalah metode paling sederhana dari model penelusuran dalam HEC-HMS. Hidrograf *outflow* sama dengan hidrograf *inflow*, tetapi dengan semua penyalinan koordinat oleh durasi tertentu. Aliran tidak dilemahkan, sehingga bentuk tidak berubah. Model ini digunakan secara luas, terutama di saluran drainase perkotaan (Pilgrim dan Cordery, 1993). Secara matematis, koordinat hilir dihitung dengan cara sebagai berikut :

$$O_t = \begin{cases} I_t & t < t_l \\ I_{t-t_l} & t \geq t_l \end{cases} \dots\dots\dots(2.44)$$

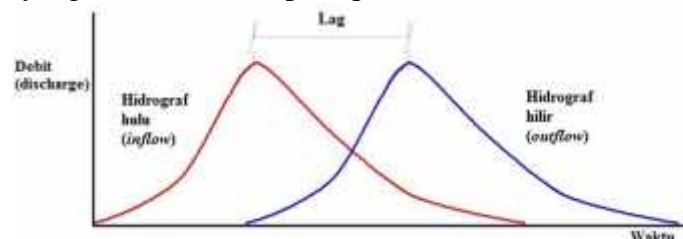
Dimana :

O_t = Koordinat hidrograf *outflow* di waktu t

I_t = Koordinat hidrograf *inflow* di waktu t

lag = Waktu dimana koordinat *inflow* harus tertinggal

Gambar 2.3 mengilustrasikan hasil dari penerapan model lag. Dalam gambar, hulu (*inflow*) hidrograf adalah kondisi batas. Hidrograf hilir adalah *outflow* terhitung, dengan masing-masing koordinat sama dengan koordinat *inflow* yang lebih awal, tetapi terpisah dalam waktu.



Gambar 2.3. Contoh Lag (Sumber : Panduan HEC-HMS)

Model lag adalah kasus khusus dari model lain, karena hasilnya dapat digandakan jika parameter dari model-model lain yang dipilih dengan cermat. Sebagai contoh, jika X = 0.50 dan K = t dalam model Muskingum, aliran hidrograf dihitung akan sama dengan hidrograf *inflow* tertinggal oleh K. Jika data hidrograf pengamatan tersedia, lag dapat diperkirakan dari ini

sebagai waktu berlalu antara waktu dari pusat massa bidang dua hidrograf, antara waktu puncak hidrograf.

2.6.2.3. Metode Modified Puls Routing

Metode penelusuran banjir Modified Puls juga dikenal sebagai dengan penelusuran tampungan atau penelusuran elevasi tampungan, berdasarkan pada pendekatan persamaan kontinuitas beda hingga, ditambah dengan representasi empiris dari persamaan momentum (Chow, 1959; Henderson, 1966).

Untuk model Puls Modified, persamaan kontinuitas ditulis sebagai :

$$\frac{\partial}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} = 0 \dots\dots\dots(2.45)$$

Penyederhanaan ini mengasumsikan bahwa *inflow* lateral yang tidak signifikan, dan memungkinkan lebar untuk berubah sehubungan dengan lokasi. Persamaan ini mengatur ulang dan menggabungkan pendekatan beda hingga untuk hasil derivative parsial :

$$\bar{I}_t - \bar{O}_t = \frac{\Delta S_t}{\Delta t} \dots\dots\dots(2.46)$$

Dimana :

\bar{I}_t = Aliran hulu rata-rata selama periode t

\bar{O}_t = Aliran hilir rata-rata selama periode yang sama

ΔS_t = Perubahan dalam tampungan dalam sungai selama periode tersebut

Menggunakan skema beda mundur sederhana dan menata ulang hasilnya untuk mengisolasi nilai hasil yang diketahui :

$$\left[\frac{S_t}{\Delta t} + \frac{O_t}{2} \right] = \left[\frac{I_{t-1} + I_t}{2} \right] + \left[\frac{S_{t-1}}{\Delta t} - \frac{O_{t-1}}{2} \right] \dots\dots\dots(2.47)$$

Dimana :

I_{t-1}, I_t = Koordinat hidrograf *inflow* pada waktu $t-1$ dan t

O_{t-1}, O_t = Koordinat hidrograf *outflow* pada waktu $t-1$ dan t

S_{t-1}, S_t = Penyimpanan dalam sungai pada waktu $t-1$ dan t

Pada saat t , semua persyaratan di sisi kanan dari persamaan ini diketahui maka di sisi kiri dapat ditemukan. Dengan demikian, persamaan

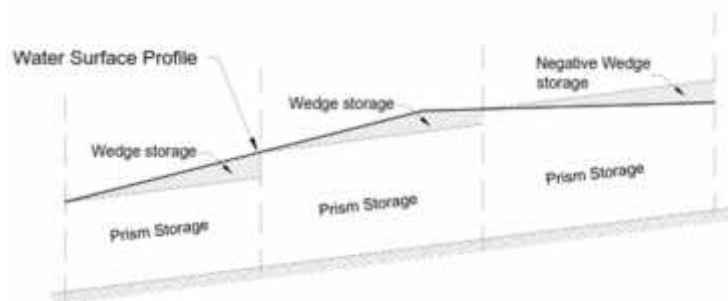
memiliki dua variable pada waktu t , S_t dan O_t . Sebuah hubungan fungsional antara tampungan dan *outflow* diperlukan untuk menyelesaikan persamaan 29. Setelah fungsi yang ditetapkan, hal ini disubstitusikan ke persamaan 29, mengurangi persamaan ke persamaan non linier dengan tunggal yang tidak diketahui (O_t). Persamaan ini diselesaikan secara rekursif oleh HEC-HMS, menggunakan prosedur *trial and error*. Pada saat t pertama, aliran keluar pada waktu $t-1$ harus ditentukan untuk mengizinkan solusi rekursif dari persamaan, *outflow* ini adalah kondisi *outflow* awal untuk model penelusuran banjir tampungan.

2.6.2.4. Metode Maskingum Routing

Model penelusuran banjir Muskingum seperti model yang Modified Puls, menggunakan pendekatan beda hingga sederhana dari persamaan kontinuitas:

$$\left[\frac{I_{t-1} + I_t}{2} \right] - \left[\frac{O_{t-1} + O_t}{2} \right] = \left[\frac{S_t - S_{t-1}}{\Delta t} \right] \dots \dots \dots (2.48)$$

Storage dalam sungai dimodelkan sebagai jumlah *storage* prisma dan *wedge storage* seperti yang ditunjukkan dalam Gambar 2.3. *Storage* prisma adalah volume yang didefinisikan sebagai profil aliran permukaan seragam, sedangkan *wedge storage* adalah volume tambahan di bawah profil dari gelombang banjir. Selama tahap banjir meningkat, irisan tampungan adalah positif dan ditambahkan ke *storage* prisma. Selama tahap banjir turun, *wedge storage* adalah negatif dan dikurangi dari *storage* prisma.



Gambar 2.4. Irisan Tampungan (Linsley, 1982, Panduan HEC-HMS)

Volume *storage* prisma adalah tingkat *outflow* (O) dikalikan dengan waktu tempuh melalui sungai (K). Volume *wedge storage* adalah perbedaan *inflow* dan *outflow*, dikalikan dengan waktu tempuh (K). Dengan demikian Model Muskingum mendefinisikan tampungan sebagai :

$$S_t = KO_t + K(I_t - O_t) = K[XI_t + (1 - X)O_t] \dots \dots \dots (2.49)$$

Dimana :

K = Waktu tempuh dari gelombang banjir melalui rute sungai

X = Berat berdimensi (0 ≤ X ≤ 0,5)

Jumlah $XI_t + (1 - X)O_t$ adalah debit *outflow* tertimbang. Jika *storage* di sungai dikontrol oleh kondisi hilir, bahwa *storage* dan *outflow* tersebut sangat berkorelasi, maka X = 0,0. Dalam hal ini, persamaan memutuskan untuk S = KO, seperti dalam model reservoir linier. Jika X = 0,5, sama dengan berat yang diberikan kepada *inflow* dan *outflow*, dan hasilnya adalah gelombang seragam yang tidak menipis ketika bergerak melalui sungai.

Jika persamaan 30 diganti menjadi persamaan 31 dan hasilnya disusun kembali untuk mengisolasi nilai yang tidak diketahui pada waktu t, hasilnya adalah :

$$O_t = \left[\frac{\Delta t - 2K}{2K(1-X) + \Delta t} \right] I_t + \left[\frac{\Delta t + 2K}{2K(1-X) + \Delta t} \right] I_{t-1} + \left[\frac{2K(1-X) - \Delta t}{2K(1-X) + \Delta t} \right] O_{t-1} \dots \dots \dots (2.50)$$

HEC-HMS menyelesaikan persamaan (2.50) untuk menghitung koordinat dari hidrograf *outflow*, mengingat koordinat hidrograf *inflow* (I_t untuk semua t), kondisi awal ($O_{t=0}$), dan parameter K dan X.

Karena keterbatasan ketersediaan data lapangan yang dibutuhkan didalam penggunaan metode – metode perhitungan tersebut diatas, maka penulis memilih metode salah satu yaitu Modified Puls Routing yang paling mudah diaplikasikan dalam perhitungan. Data yang dibutuhkan dalam metode ini data hujan, data tampungan, dan data tata guna lahan.

2.7. Analisa Hidrolika

Analisa hidrolika diperlukan untuk merencanakan dimensi saluran drainase yang dapat menampung limpasan baik ditinjau hidrolis maupun dari elevasi lapangan. Kapasitas saluran adalah sebagai debit maksimum yang mampu dilewatkan oleh setiap penampang saluran. Kapasitas saluran ini digunakan sebagai acuan menyatakan angka debit yang direncanakan tersebut mampu untuk ditampung oleh saluran pada kondisi eksisting tanpa terjadi peluapan air apabila terjadi genangan hal yang dapat dijadikan alternatif adalah pendimensian ulang saluran.

2.7.1. Analisa Kapasitas Saluran dengan Menggunakan HEC- RAS

Dalam perhitungan analisa kapasitas saluran eksisting, digunakan program aplikasi untuk memodelkan aliran yaitu Hec-Ras, dimana program ini merupakan permodelan dimensi aliran permanen maupun tak permanen (*steady flow and unsteady flow*). *Steady flow* merupakan aliran dimana kedalaman air (h) dan kecepatan aliran tidak berubah terhadap waktu. Sedangkan *Unsteady flow* merupakan aliran dimana kedalaman air (h) berubah menurut waktu demikian pula kecepatan aliran berubah menurut waktu. Asumsi yang digunakan dalam melakukan analisa dengan program bantu Hec-Ras ini adalah :

1. Kondisi sungai yang diamati sama dengan kondisi dari data yang ada.
2. Analisa menggunakan *Steady Flow*
3. Angka koefisien manning yang dipakai sesuai dengan kondisi eksisting saluran.
4. Debit yang digunakan adalah debit dari perhitungan debit air saluran di kawasan dan menggunakan batas *boundry* profil melintang bagian hilir saluran untuk semua profil melintang.

Dalam HEC-RAS, penampang saluran ditentukan terlebih dahulu, kemudian luas penampang akan dihitung. Untuk mendukung fungsi saluran sebagai penghantar aliran, maka penampang saluran dibagi atas beberapa bagian. Pendekatan yang dilakukan HEC-RAS adalah membagi area penampang berdasarkan nilai n (koefisien kekasaran manning).

Setiap aliran yang terjadi pada bagian penampang, dihitung dengan persamaan Manning :

$$Q = K^{1/2} \dots\dots\dots(2.51)$$

$$K = \frac{1.49}{n} A^{2/3} \dots\dots\dots(2.52)$$

Dimana :

Q = debit saluran (m³/dt)

n = koefisien kekasaran manning, pada Tabel 2.9

R = jari – jari saluran (m)

S = kemiringan saluran

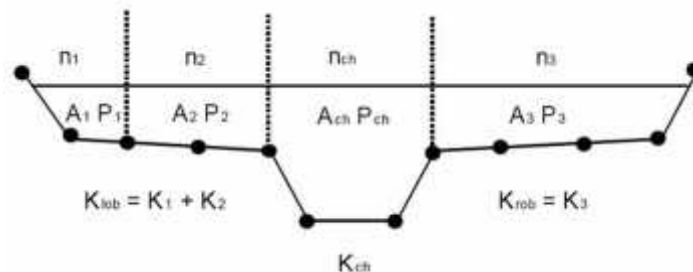
K = nilai pengantar aliran pada unit

Tabel 2.9. Koefisien Kekasaran Manning “n” untuk Saluran

Tipe Saluran	Harga n
1. Saluran dari pasangan batu tanpa plengsengan	0,025
2. Saluran dari pasangan batu dengan pasangan	0,015
3. Saluran dari beton	0,017
4. Saluran alam dengan rumput	0,020
5. Saluran dari batu	0,025

(Chow,1988)

Perhitungan nilai K dapat dihitung berdasarkan kekasaran manning yang dimiliki oleh bagian penampang tersebut, seperti terlihat pada gambar:



Gambar 2.5. Contoh Penampang Saluran dalam HEC RAS

Setelah penampang ditentukan maka HEC-RAS akan menganalisis profil aliran, HEC-RAS menggunakan dua jenis asumsi, yaitu aliran steady dan unsteady. Aliran steady adalah aliran yang parameter alirannya, seperti kecepatan (v) tidak berubah selama selang waktu tertentu, sedangkan aliran unsteady adalah aliran yang parameter

alirannya berubah-ubah selama selang waktu tertentu. Konsep dasar perhitungan yang digunakan dalam aliran steady dan unsteady adalah:

1. Persamaan energi

$$Y_2 + Z_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} = Y_1 + Z_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} + h_e \dots\dots\dots (2.53)$$

Dimana:

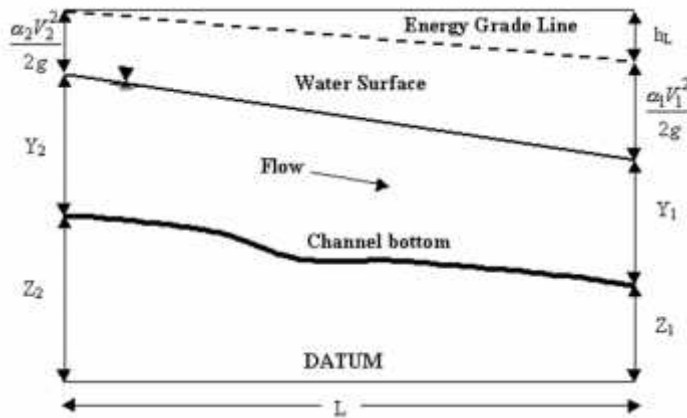
Z_1, Z_2 = elevasi dasar saluran

Y_1, Y_2 = tinggi air dalam saluran

V_1, V_2 = kecepatan aliran

α_1, α_2 = koefisien kecepatan

h_e = kehilangan energi (*energy head loss*)



Gambar 2.6. Penggambaran persamaan energi pada saluran terbuka

Nilai h_e didapat dengan persamaan :

$$h_e = L\bar{S}_f + C \left| \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} \right| \dots\dots\dots (2.54)$$

Dimana:

L = jarak antara dua penampang

\bar{S}_f = kemiringan aliran

C = koefisien kehilangan energi (penyempitan, pelebaran atau belokan)

2. Persamaan Kontinuitas

$$\frac{\partial}{\partial t} = \sum Q_m - \sum Q_o \dots\dots\dots (2.55)$$

Terjadi perbedaan hasil pada aliran steady dan unsteady. Pada aliran

steady, debit yang masuk akan sama dengan debit yang keluar, sedangkan pada aliran unsteady, debit yang masuk akan berbeda dengan debit yang keluar.

3. Persamaan Momentum

$$\frac{\partial}{\partial t} + \frac{\partial(V)}{\partial} + g \left(\frac{\partial}{\partial} + S_f \right) = 0 \dots\dots\dots (2.56)$$

(Sumber : HEC-RAS 4.1.0 Reference Manual)

2.8 Penelitian Sebelumnya

2.8.1 Pendekatan Pencegahan Dan Penanggulangan Banjir

(Ligas Sebastian, Universitas Sriwidjaja Palembang)

Sungai/laut atau aliran air yang menyediakan kemudahan hidup bagi masyarakat disekitarnya itu juga bisa menjadikan masyarakat tadi menghadapi risiko bencana tahunan akibat banjir. Banjir dapat terjadi akibat naiknya permukaan air lantaran curah hujan yang diatas normal, perubahan suhu, tanggul/bendungan yang bobol, pencairan salju yang cepat, terhambatnya aliran air di tempat lain. Diperkotaan genangan lokal terjadi pada saat musim hujan, skala banjir yang terjadi cukup besar dan belum dapat dikendalikan secara dominan. Hal ini membutuhkan strategi-strategi penanganan yang menyeluruh dan *multistakeholders*. Banjir kilat/dadakan biasanya didefinisikan sebagai banjir yang terjadi hanya dalam waktu kurang dari 5 jam sesudah hujan lebat mulai turun. Biasanya juga dihubungkan dengan banyaknya awan kumululus yang menggumpal di angkasa, kilat atau petir yang keras, badai tropis atau cuaca dingin (Seta, 1991). Karena banjir ini sangat cepat datangnya, peringatan bahaya kepada penduduk sekitar tempat itu harus dengan segera dimulai upaya penyelamatan dan persiapan penanggulangan dampak-dampaknya.

Umumnya banjir dadakan akibat meluapnya air hujan yang sangat deras, khususnya bila tanah bantaran sungai rapuh dan tak mampu menahan cukup banyak air. Penyebab lain adalah kegagalan bendungan/tanggul menahan volume air (debit) yang meningkat, perubahan suhu menyebabkan berubahnya elevasi air laut, dan atau berbagai perubahan besar lainnya di hulu sungai termasuk perubahan fungsi lahan (Arsyad, 1989). Saat ini yang menjadi isu publik adalah pengubahan lahan, kepadatan pemukiman penyebab tertutupnya lahan, erosi dan sedimentasi yang terjadi diberbagai kawasan perkotaan dan daerah. Kerawanan terhadap banjir dadakan akan

meningkat bila wilayah itu merupakan lereng curam, sungai dangkal dan penambahan volume air jauh lebih besar daripada yang tertampung (Suripin, 2001).

Luapan sungai berbeda dari banjir dadakan karena banjir ini terjadi setelah proses yang cukup lama, meskipun proses itu bisa jadi lolos dari pengamatan sehingga datangnya banjir terasa mendadak dan mengejutkan. Selain itu banjir luapan sungai kebanyakan bersifat musiman atau tahunan dan bisa berlangsung selama sehari-hari atau berminggu-minggu tanpa berhenti. Penyebabnya adalah hutan gundul, kelongsoran daerah-daerah yang biasanya mampu menahan kelebihan air, ataupun perubahan suhu/musim, atau terkadang akibat kedua hal itu sekaligus. Banjir terjadi sepanjang sistem sungai dan anak-anak sungainya, mampu membanjiri wilayah luas dan mendorong peluapan air di dataran rendah, sehingga banjir yang meluap dari sungai-sungai selain induk sungai biasa disebut 'banjir kiriman'. Besarnya banjir tergantung kepada beberapa faktor, di antaranya kondisi-kondisi tanah (kelembaban tanah, vegetasi, perubahan suhu/musim, keadaan permukaan tanah yang tertutup rapat oleh bangunan; batu bata, blok-blok semen, beton, pemukiman/perumahan dan hilangnya kawasan-kawasan tangkapan air / alih fungsi lahan (Asdak, 2004). Data sejarah banjir luapan sungai yang melanda kota-kota di lembah utama membuktikan bahwa tindakan-tindakan perlindungan tidak bias diandalkan, akibat beraneka-ragamnya sumber banjir, yang bukan hanya dari induk sungai melainkan juga dari anak anak sungai (Mulyanto, 2007). Sebagai contoh *banjir pantai*.

Banjir yang membawa bencana dari luapan air hujan sering makin parah akibat badai yang dipicu oleh angin kencang sepanjang pantai. Air payau membanjiri daratan akibat satu atau perpaduan dampak gelombang pasang, badai, atau tsunami (gelombang pasang). Sama seperti banjir luapan sungai, hujan lebat yang jatuh di kawasan geografis luas akan menghasilkan banjir besar di lembah-lembah pesisir yang mendekati muara sungai. Dalam bencana apapun, data sejarah suatu kawasan rawan atau sumber bencana harus selalu ada, dipelajari dan diperbaharui terus menerus tiap kali ada kejadian baru. Untuk kajian perbandingan dengan peristiwa-peristiwa banjir terdahulu dan sebagai dasar informasi peringatan yang akan disampaikan kepada masyarakat yang beresiko dilanda banjir, harus diingat unsur-unsur sebagai berikut : 1). Analisis kekerapan banjir, 2). Pemetaan tinggi rendahnya permukaan tanah (topografi), 3). Pemetaan bentangan daerah seputar sungai (kontur sekitar sungai) lengkap dengan perkiraan kemampuan sungai itu untuk menampung kelebihan air, 4). Kemampuan tanah untuk menyerap air, 5). Catatan pasang surut gelombang laut (untuk kawasan pantai/pesisir), 6). Kekerapan badai, 7). Geografi pemanfaatan dan pengelolaan sumberdaya lahan dan air.

Dengan tujuan studi untuk mendapatkan strategi dan kebijakan dalam pengelolaan sumber daya lahan dan air dalam kaitannya dengan terjadinya banjir. Sehingga diperoleh beberapa

pendekatan pencegahan dan penanggulangan potensi banjir dalam pembangunan wilayah dan lingkungan yang berkelanjutan. pesisir/pantai, dan 8). Ciri-ciri banjir (Kodoati dan Sugiyanto, 2002). Permasalahan pengelolaan sumberdaya air dan lahan sangat terkait dengan tingkat pemenuhan kebutuhan, keberadaan kualitas dan kuantitas luasan dan siklus penggunaannya serta bagaimana pengelolaannya, termasuk dalam pendekatan pencegahan dan penanggulangan banjir. Berkaitan dengan hal tersebut diperlukan beberapa rumusan diantaranya yaitu : Diperlukan pemahaman yang terkoordinasi dalam satu strategi untuk mengelola sumberdaya lahan dan air terkait dengan pemanfaatannya; Diperlukan strategi dan kebijakan yang mempertimbangkan beberapa pendekatan dan penanggulangan potensi banjir dalam konteks pembangunan wilayah dan lingkungan yang berkelanjutan. Maksud studi ini adalah mengkombinasikan menganalisis beberapa pemahaman dan kebijakan /pendekatan-pendekatan dalam pencegahan dan penanggulangan potensi banjir dalam pembangunan wilayah dan lingkungan yang berkelanjutan.

2.8.2 Kinerja Sistem Drainase Yang Berkelanjutan Berbasis Partisipasi

Masyarakat (*Adi Yusuf Muttaqin, Universitas Negri Solo*).

Ada tiga pertimbangan dalam penelitian kinerja sistem drainase yang berkelanjutan berbasis partisipasi masyarakat. Pertama, masalah perkembangan kota yang berpengaruh langsung terhadap sistem drainase dan genangan banjir. Kedua, konservasi air hujan melalui konsep drainase yang berkelanjutan. Ketiga, pembangunan yang berbasis partisipasi masyarakat sebagai isu sentral setelah diberlakukannya UU N0 32 /2004 tentang otonomi daerah. Atas pertimbangan diatas, dilakukan studi evaluasi sistem drainase di Perumahan Josroyo Indah sebagai contoh kasus.

Tujuan penelitian ini adalah untuk mengevaluasi kinerja sistem jaringan drainase pada masing-masing sub sistem. Selanjutnya menemukenali tingkat pemahaman masyarakat akan fungsi sistem drainase yang berkelanjutan serta tingkat kepedulian masyarakat dalam pengelolaan sistem jaringan drainase. Perumahan Josroyo Indah terletak di Desa Jaten Kecamatan Jaten Kabupaten Karanganyar terletak pada 110° 40'-110° 70' Bujur Timur dan 7° 28'-7° 46' Lintang Selatan. Lokasi Perumahan Josroyo Indah 200 m kearah utara dari Jalan Solo- Karanganyar km 7,5. Luas Lokasi ± 17 ha, terdiri dari 3 Rukun Warga (RW) yaitu RW 15, RW 16 dan RW 20, 40 Rukun Tetangga (RT) dan berpenghuni 796 Kepala Keluarga (KK).

Pengelolaan infrastruktur di wilayah ini, termasuk sistem jaringan drainasenya, menjadi tanggung jawab Pemerintah Kabupaten Karanganyar. Hal ini dilakukan sejak tahun 1996 setelah penyerahan dari Pengembang PT Fajar Bangun Raharja kepada pemerintah setempat. Sejak penyerahan tersebut permasalahan drainase mulai timbul karena pengelolaan dan pemeliharaan jaringan drainase sepenuhnya dibebankan kepada warga. Terjadi penurunan kinerja jaringan drainase sehingga menimbulkan genangan sampai dengan banjir di beberapa tempat.

2.8.3 Perencanaan Sistem Drainase Perumahan Josroyo Permai RW 11

Kecamatan Jaten kabupaten Karanganyar. (*Andy Yarzis Qurniawan, Universitas Sebelas Maret Surakarta*)

Drainase mempunyai arti mengalirkan, menguras, membuang, atau mengalihkan air. Secara umum, drainase didefinisikan sebagai serangkaian bangunan air yang berfungsi untuk mengurangi dan/atau membuang kelebihan air dari suatu kawasan atau lahan, sehingga lahan dapat difungsikan secara optimal. Drainase juga diartikan sebagai usaha untuk mengontrol kualitas air tanah dalam kaitannya dengan salinitas. Tujuan dari penelitian ini untuk merencanakan sistem drainase Perumahan Josroyo Permai RW 11 Kecamatan Jaten Kabupaten Karanganyar. Data atau informasi yang digunakan adalah data sekunder yang diperoleh dari Kelurahan Jaten dan data primer diperoleh dari survey langsung di lapangan. Metode pengolahan data menggunakan perhitungan secara manual sesuai dengan metode rasional untuk menghitung debit hujan, dan rumus manning untuk debit saluran. Setelah dilakukan perhitungan maka didapat dimensi saluran ekonomis untuk saluran drainase utama 1 adalah dengan lebar dasar $B = 0.365$ m dan tinggi air $h = 0.316$ m, saluran drainase utama 2 adalah dengan lebar dasar $B = 0.350$ m dan tinggi air $h = 0.303$ m dan saluran drainase utama 3 adalah dengan lebar dasar $B = 0.30$ m dan tinggi air $h = 0.260$ m dengan tinggi jagaan masing-masing saluran adalah 0,2 m. Tetapi di dalam pengerjaan saluran drainase di lapangan menggunakan ukuran lebar dasar $B = 0.50$ m dan tinggi penampang $h = 0.60$ m. Penampang melintang saluran berbentuk trapesium.

2.8.4 Perencanaan Jaringan Drainase Sub Sistem Bandarharjo Barat

(*Thedy eko Haryono dan Firman Erdianto, Universitas Diponegoro Semarang*).

Kota Semarang adalah ibukota Provinsi Jawa Tengah, yang terletak di dataran pantai Utara Jawa. Secara topografi mempunyai keunikan yaitu bagian Selatan berupa pegunungan dari kaki Gunung Ungaran dan bagian Utara merupakan dataran rendah berupa pantai Laut Jawa . Kota ini mempunyai letak geografis yang strategis baik dari segi transportasi darat maupun laut, karena merupakan kota penghubung antara Provinsi Jawa Barat dan Jawa Timur.

Dengan keadaan topografi terdiri atas berbagai ketinggian yang beragam dari dataran rendah sampai tinggi, maka seperti diuraikan diatas keadaan topografinya dapat diklasifikasikan menjadi dua daerah antara lain daerah perbukitan, yang dikenal sebagai kota atas (Hilltown) yang terletak di bagian Selatan dan daerah dataran rendah, yang dikenal juga sebagai kota bawah (Downtown) dan terletak di sebelah Utara, berbatasan langsung dengan laut Jawa. Kondisi yang demikian menjadi

daerah yang rawan terhadap genangan air, khususnya wilayah Semarang Utara (dataran rendah) karena rata-rata ketinggian muka tanahnya tidak berbeda jauh dengan muka air laut, bahkan di beberapa tempat boleh dikatakan mempunyai ketinggian yang sama. Kawasan ini sepanjang tahun hampir selalu menghadapi masalah genangan air. Genangan air ini diakibatkan karena saluran-saluran drainase yang ada tidak dapat lagi menampung air, terutama air akibat dari air laut pasang atau lebih dikenal dengan istilah Rob. Jika musim hujan datang, genangan-genangan air akan semakin meninggi akibat adanya banjir kiriman atau banjir lokal.

2.8.5 Penanganan Permukiman Rawan Banjir di Bantaran Sungai

(Windy J. Mononimbar, Universitas Sam Ratulangi Manado)

Kota Manado merupakan salah satu kota di Indonesia yang rawan bencana banjir. Berdasarkan riwayatnya, banjir yang terjadi 15 Januari 2014 merupakan banjir paling parah karena menggenangi hampir seluruh wilayah kota serta menelan korban jiwa dan materi yang sangat besar. Terdapat dua kawasan di Kota Manado yang menjadi langganan banjir setiap tahun yakni Kelurahan Komo Luar dan Kelurahan Karame, sehingga oleh Dinas PU Provinsi Sulut ditetapkan sebagai kawasan sangat rawan banjir. Hal ini disebabkan kedua kelurahan tersebut terletak di area bantaran Sungai Tondano yang sering disebut Kuala Jengki, dengan kondisi topografi cukup rendah (dataran/landai).

Intensitas banjir yang terjadi pada kedua kelurahan tersebut cukup tinggi dan terjadi beberapa kali dalam setahun. Namun intensitas banjir paling tinggi biasanya terjadi pada akhir atau awal tahun, dimana banjir meluap hampir ke seluruh wilayah dari dua kelurahan tersebut, padahal sebagian wilayah di Kelurahan Komo Luar merupakan salah satu pusat perdagangan dan jasa. Resiko bencana banjir makin diperparah oleh kondisi lingkungan permukiman yang sangat padat, sistem tata bangunan dan sirkulasi tidak teratur, tanggul sungai yang tidak memadai/rusak/sebagian sudah menyatu dengan bangunan dan terjadi alih fungsi lahan sempadan sungai. Penanganan permukiman dengan konsep riverfront/waterfront settlement dan perbaikan infrastruktur pendukung (perbaikan tanggul, pembuatan tanggul buatan, penataan area sempadan sungai menjadi jalur inspeksi dan RTH dan penataan saluran drainase diharapkan menjadi salah satu solusi yang dapat meminimalisir resiko bencana banjir pada kedua kelurahan tersebut.

BAB III

METODOLOGI PENELITIAN

3.1 Sistematika Pelaksanaan Penelitian

Sistematika pelaksanaan penelitian mengenai studi identifikasi pengendalian banjir untuk kawasan Perumahan Pepelegi Indah dilakukan melalui langkah-langkah yang telah tersusun sebagai berikut ini:

3.2 Tahapan Persiapan

Tahapan persiapan yang dilakukan dalam studi ini meliputi :

1. Studi Literatur

Studi literature dimaksudkan untuk mendapatkan referensi dan untuk memperoleh informasi lebih mendalam tentang berbagai teori – teori yang terkait dan diperlukan dalam menganalisa permasalahan yang akan menjadi pokok pembahasan dalam penelitian ini serta program komputer yang akan digunakan. Literatur dapat berasal dari :

- a) Peraturan Menteri Pekerjaan Umum Nomor 12/PRT/M/2014 tentang penyelenggaraan sistem drainase perkotaan
- b) Drainase (Ruslan Djajadi, 2005)
- c) Hidrolika Saluran Terbuka (Ven Te Chow, 1959)
- d) Hidrolika Saluran Terbuka (Anggrahini, 1997)
- e) Hirdologi Untuk Perencanaan Saluran Terbuka (Imam Subarkah, 1978)

2. Pengumpulan Data

Mengumpulkan data – data yang berhubungan dengan Studi penelitian di kawasan perumahan Pepelegi Indah antara lain :

- Peta Lokasi

Peta lokasi digunakan untuk mengetahui lokasi studi yang terkait.

- Data Tata Guna Lahan

Data tata guna lahan digunakan untuk mengetahui penggunaan lahan, sehingga dapat menentukan banyaknya air yang mampu diserap oleh tanah. Dalam perhitungan analisis hidrologi digunakan untuk mengetahui koefisien pengaliran.

- Data curah hujan.

Data curah hujan yang digunakan berupa curah hujan harian, data ini diperoleh dari BBWS Brantas Surabaya. Curah hujan digunakan untuk menghitung tinggi hujan rencana dan hujan jam - jaman dalam perhitungan analisa hidrologi dimana untuk periode ulangnya digunakan periode ulang 5 tahun dan 10 tahunan.

- Peta Stasiun hujan

Peta stasiun hujan yang digunakan untuk mengetahui letak stasiun hujan yang tersebar di seluruh daerah aliran sungai. Stasiun terpilih adalah stasiun yang berada dalam cakupan areal DAS dan memiliki data pengukuran secara lengkap.

- *Lay Out* Sistem Jaringan Drainase kawasan Perumahan Pepelegi Indah

Lay Out sistem jaringan drainase kawasan perumahan Pepelegi Indah mengacu pada *Master Plan Sidoarjo 2005* yang diperoleh dari dinas PU pengairan Sidoarjo dan *Master Plan Perumahan Pepelegi Indah*. *Lay out* ini digunakan untuk mengetahui jaringan drainase yang akan melayani kawasan Perumahan Pepelegi Indah. Disamping itu juga untuk mengetahui tata guna lahan yang ada di kawasan tersebut.

3.3 Tahapan Analisa

Analisa data dilakukan sebagai bahan masukan untuk pengambilan keputusan apabila terjadi suatu masalah.

- ✓ Analisa Hidrologi

Pada tahap hidrologi ini dilakukan dengan bantuan program *HEC – HMS*. Hasil dari simulasi model adalah berupa hidrograf satuan sintesis yang akan digunakan dalam menentukan kapasitas kolam tampungan dan sistem pemompaan.

- ✓ Analisa Hidrolika

Permodelan kondisi profil saluran akan dilakukan dengan menggunakan bantuan *HEC-RAS*. Pada permodelan ini dilakukan dengan menerapkan hidrograf banjir hasil dari permodelan hidrologi *HEC- HMS*.

- ✓ Skenario Penanggulangan Banjir

Skenario ini bertujuan untuk mencari alternatif terbaik guna menyelesaikan permasalahan banjir yang terjadi di kawasan Perumahan Pepelegi Indah. Penyusunan skenario dipertimbangkan oleh beberapa factor antara lain ketersediaan lahan dan topografi lahan. Dari beberapa skenario tersebut maka

akan ditentukan skenario terbaik menurut anggaran biaya dan efektifasnya terhadap meredakan banjir tersebut.

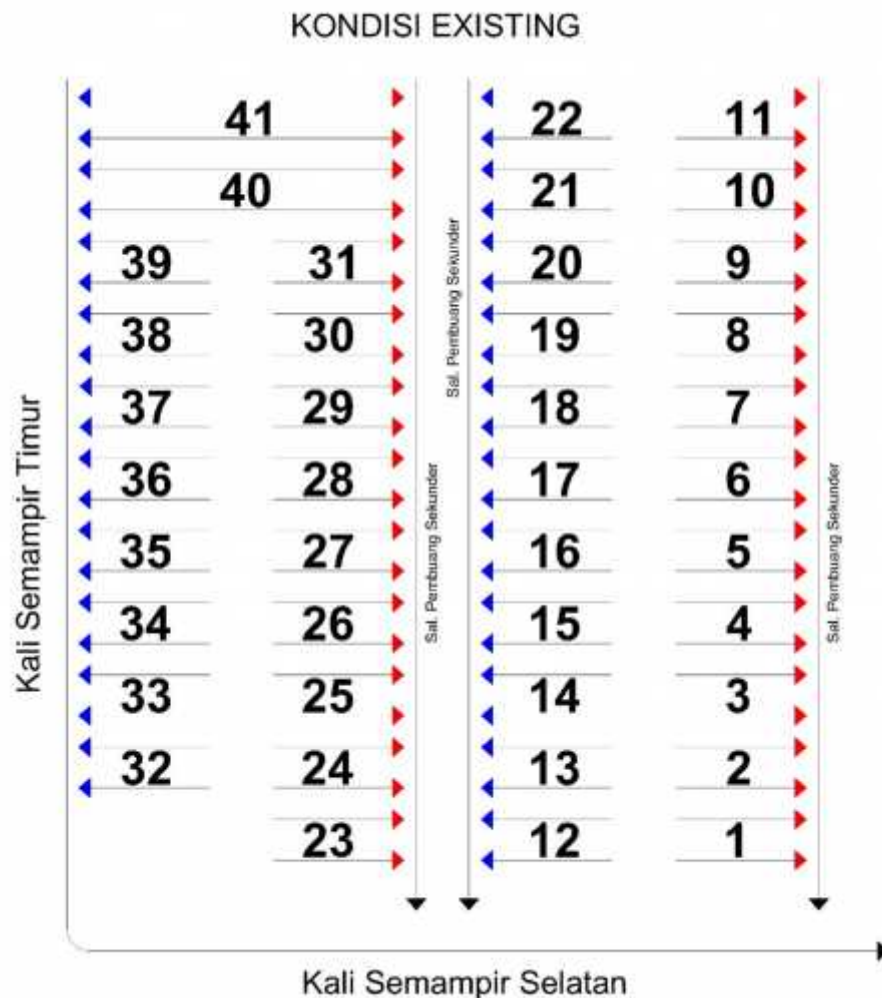
1. Kondisi Existing

Kawasan perumahan Pepelegi Indah pada studi ini dibagi menjadi 2 sub das, dimana pada pembuatan sub das berdasarkan arah aliran pembuangan. Berikut pembagian 2 sub das pada kawasan perumahan Pepelegi Indah dapat dilihat pada gambar 3.1.



Gambar 3.1 Kondisi Existing Perumahan Pepelegi Indah

Untuk kondisi existing jaringan drainase perumahan Pepelegi dapat digambarkan pada Gambar 3.2 berikut ini.

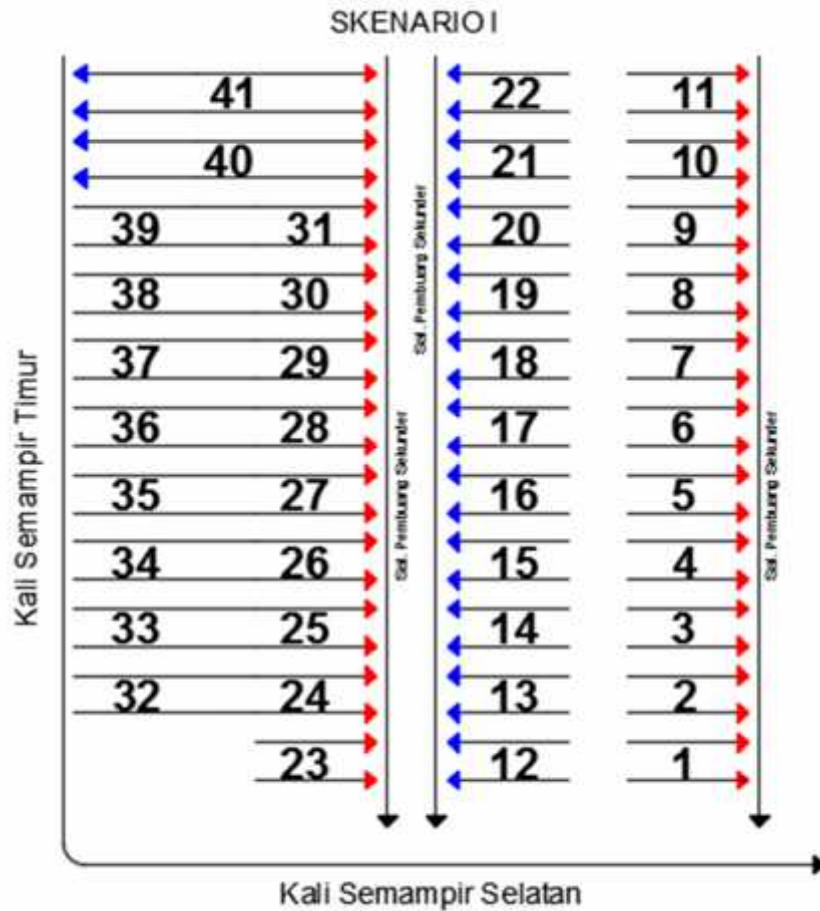


Gambar 3.2 Jaringan Drainase Perumahan Pepelegi Indah

Berdasarkan dari kondisi existing dan letak genangan banjir pada perumahan tersebut maka terdapat beberapa scenario yang di usulkan dalam penelitian ini. Scenario tersebut diharapkan dapat mengurangi genangan banjir secara signifikan untuk curah hujan maksimum.

1. Skenario I

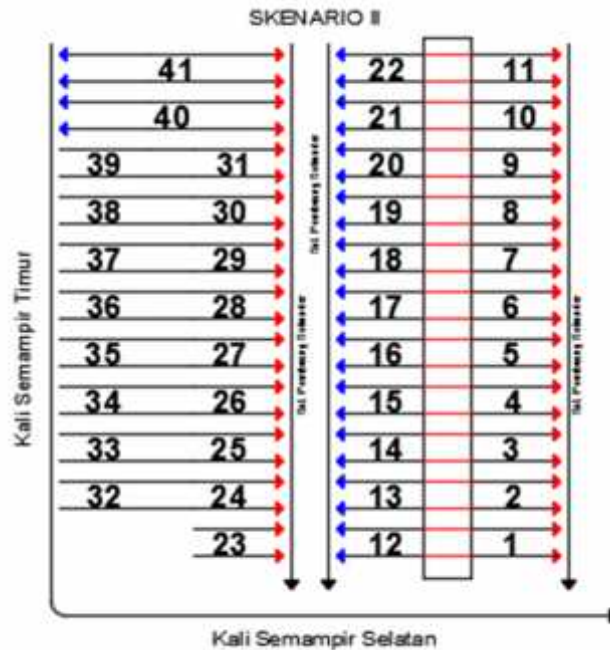
Skenario ini di harapkan dapat menurunkan ataupun menghilangkan genangan air pada sub das yang sebagian besar tergenang. Skenario ini dilakukan dengan mumut hubungan air antara saluran tersier di sub das I menuju kali Semampir. Air buangan dari saluran tersier di buang menuju ke saluran sekunder. Skenario dapat dilihat pada Gambar 3.3.



Gambar 3.3 Skenario I pemutusan arah buangan sebagian tersier ke Kali Semampir.

2. Skenario II

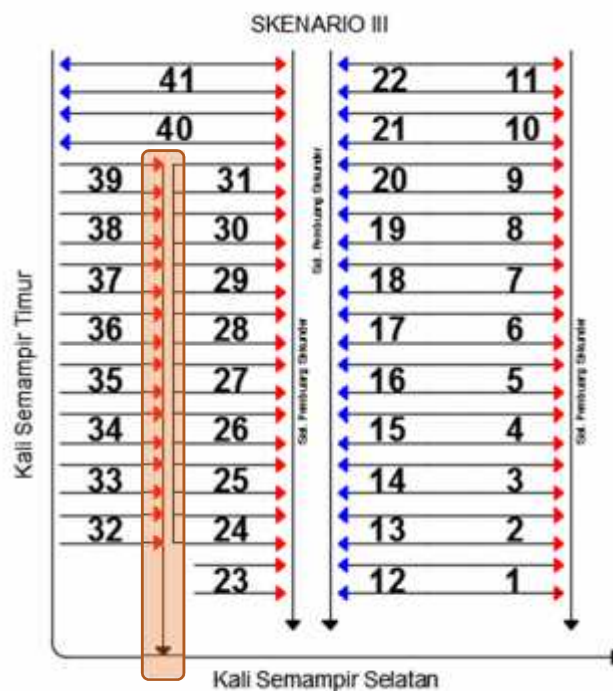
Skenario ini dilakukan dengan mempertimbangkan kapasitas dari saluran pembuang sekunder II di bagian hilir mengalami kelebihan air sehingga menyebabkan luapan yang berakibat saluran primer sebelumnya mengalami kenaikan muka air. Pada skenario ini saluran tersier pada sub das II digabung menjadi 1 dengan 2 arah aliran saluran. Perbedaan antara skenario I dan II terlihat dari adanya garis merah yang merupakan saluran penghubung antara saluran tersier yang dapat dilihat pada gambar 3.4.



Gambar 3.4. Skenario II penggabungan saluran Tersier pada Sub Das II

3. Skenario III

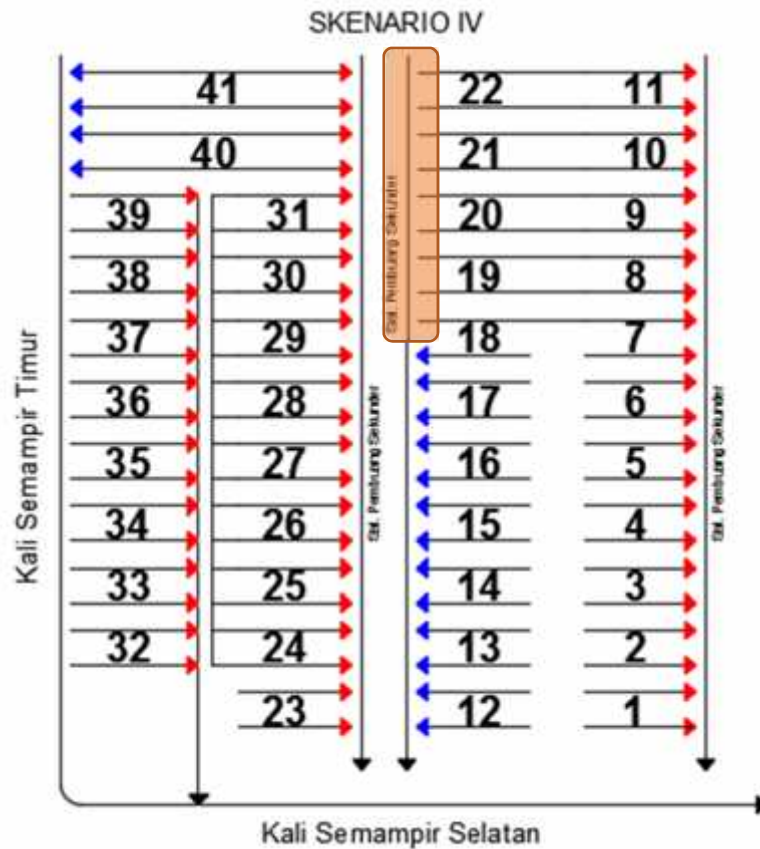
Skenario III ini merupakan kombinasi dari Skenario I dan II, namun yang membedakan adalah saluran sekunder baru guna menjadi saluran pembuang saluran tersier pada sub Das I. Dengan adanya saluran sekunder pembuang baru ini diharapkan dapat lebih cepat membuang air ke saluran semampir bagian hilir. Skenario III dapat dilihat pada gambar 3.5.



Gambar 3.5 Skenario III Penambahan Saluran Sekunder pada Sub Das I

4. Skenario IV

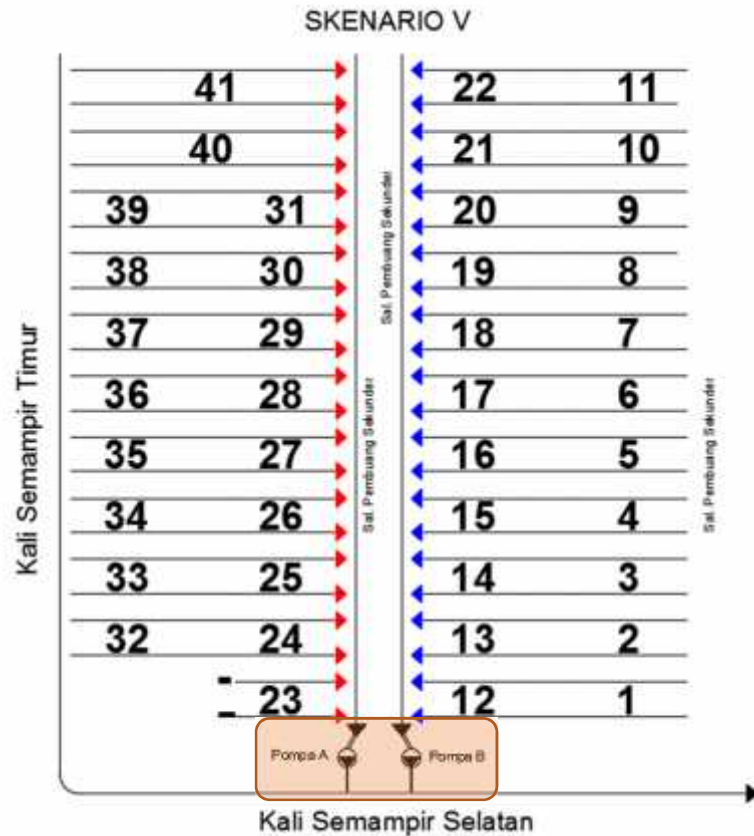
Skenario ini merupakan skenario lanjutan dari skenario III, namun dibagian sub das II pada bagian hulu, saluran tersier tidak lagi membuang pada saluran sekunder II namun pada saluran sekunder III. Sedangkan saluran tersier pada bagian hilir tetap membuang pada saluran sekunder II. Skenario IV dapat dilihat pada Gambar 3.6.



Gambar 3.6 Skenario IV Pengalihan Arah Buangan Saluran Tersier pada Sub Das II

5. Skenario V

Skenario ini merupakan skenario pengembangan dari skenario IV namun pada skenario V mengutamakan penggunaan pompa banjir pada hilir sekunder II dan III. Tidak hanya pengupayaan pompa, namun perumahan pepelegi diharapkan dapat mumtus hubungan saluran sekunder terhadap kali semampir agarnya tidak ada terjadi dampak backwater kali semampir ke Das Perum Pepelegi. Skenario V dapat dilihat pada Gambar 3.7.

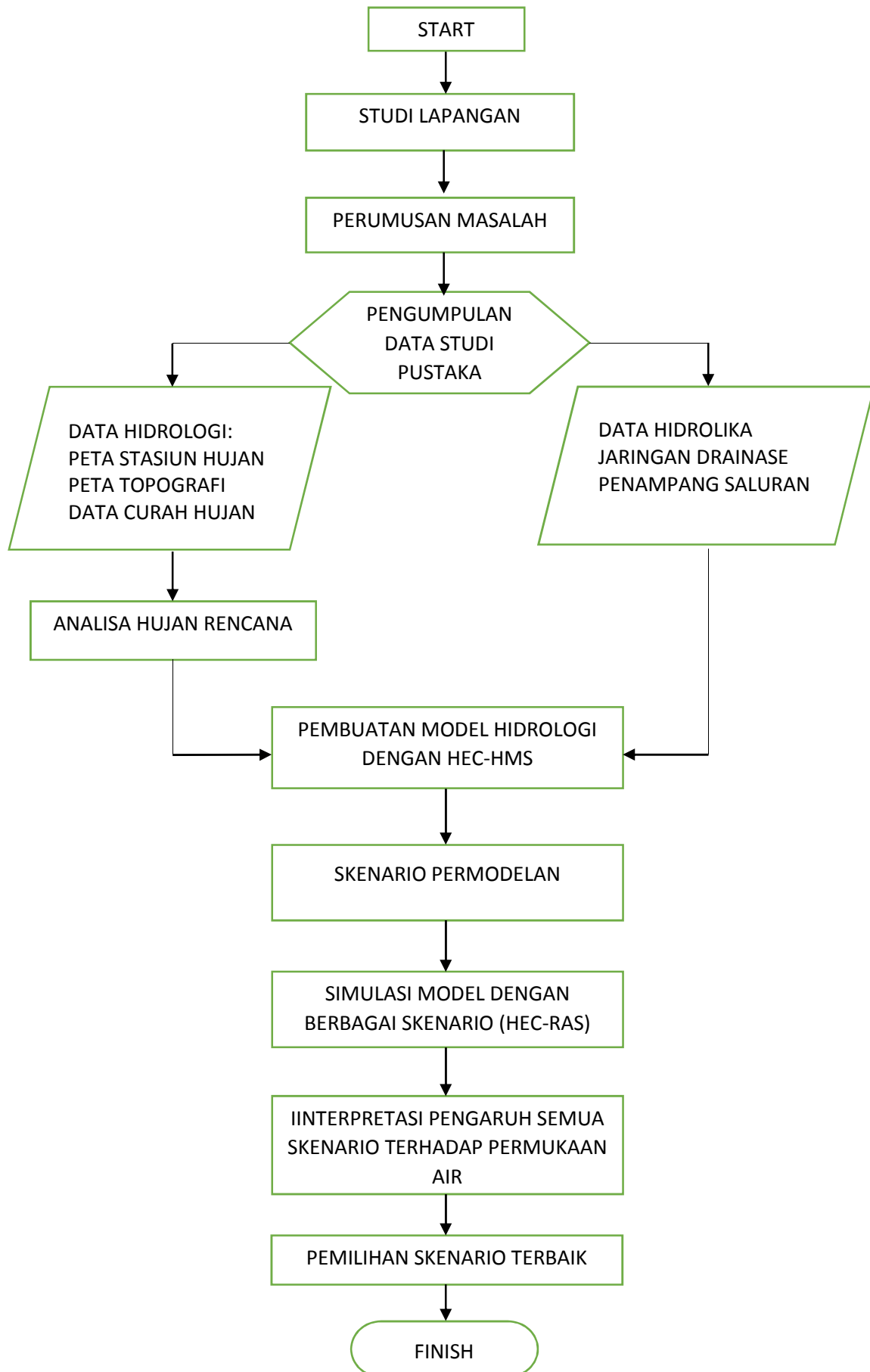


Gambar 3.7 Skenario IV Pengalihan Arah Buangan Saluran Tersier pada Sub Das II

3.4 Kesimpulan Dan Saran

Kesimpulan dalam penelitian ini diperoleh dari hasil skenario penanggulangan genangan di kawasan perumahan Pepelegi Indah Waru Sidoarjo. Kesimpulan didasarkan pada pemilihan skenario terbaik, terbaik dalam kasus ini adalah kemampuan skenario tersebut dalam menurunkan genangan bahkan menghilangkan genangan banjir. Pada tahapan ini juga dirumuskan saran - saran yang perlu disampaikan yang bertujuan untuk menyempurnakan penelitian ini di masa yang akan datang.

Langkah-langkah pelaksanaan penelitian ini dapat dilihat pada gambar 3.8.



Gambar 3.8 Flow Chart Penelitian

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB IV

HASIL dan PEMBAHASAN

4.1. Distribusi Curah Hujan

4.1.1. Curah Hujan Wilayah

Curah hujan yang diperlukan untuk penyusunan tesis simulasi penataan subsistem, untuk mengurangi genangan pada sistem drainase kawasan perumahan pepelegi indah Waru Sidoarjo menggunakan penentuan titik pengamatan atau stasiun hujan dengan metode theissen. Terdapat tiga stasiun hujan yang terdekat dengan lokasi, yaitu stasiun Wonocolo, stasiun Sukodono dan stasiun Gedangan. Dengan menggunakan metode thiessen dapat diketahui bahwa lokasi studi termasuk dalam salah satu stasiun hujan, maka digunakan stasiun hujan terdekat yaitu stasiun hujan Gedangan.



Gambar 4.1 Poligon Thiessen

4.1.2. Perhitungan Hujan Harian Rata-rata

Perhitungan hujan rata-rata digunakan untuk mengetahui tinggi hujan harian maksimum yang terjadi pada daerah studi. Berdasarkan cara polygion thiessen diketahui pada kawasan Perum Pepelegi Indah Sidoarjo hanya dipengaruhi satu stasiun penakar yaitu stasiun Gedangan. Pada Tabel 4.1 merupakan data hujan harian maksimum yang terjadi di stasiun Gedangan tahun 2001 – 2010.

Tabel 4.1 Curah Hujan Maksimum Tahunan Tahun 2001 - 2010

No	Tahun	R24 (mm)
1	2001	90
2	2002	140
3	2003	86
4	2004	101
5	2005	106
6	2006	103
7	2007	128
8	2008	117
9	2009	90
10	2010	75

(Sumber : BBWS Brantas)

4.1.3 Analisa Frekuensi

Untuk menghitung distribusi curah hujan rencana seperti yang telah dijelaskan pada Bab IV akan dilakukan perhitungan dengan dua metode yaitu Metode Distribusi Gumbel dan Metode Distribusi Log Pearson type III.

4.1.3.1. Distribusi Gumbel

Dalam metode distribusi gumbel untuk mencari nilai \bar{Y} dan nilai S_n dapat langsung dilihat pada Tabel 4.3 dan Tabel 4.4 dengan melihat nilai N (jumlah data yang digunakan). Dari Tabel 4.3 dan Tabel 4.4, untuk jumlah data (N) yang digunakan sebesar 10 tahun didapatkan nilai factor rata-rata reduksi \bar{Y} sebesar 0,4592 dan S_n sebesar 0,9496. Dalam metode distribusi Gumbel Analisa frekuensi merupakan Analisa mengenai pengulangan suatu kejadian untuk meramalkan atau menentukan periode ulang beserta nilai probabilitasnya.

Tabel 4.2 Perhitungan Curah Hujan Rencana dengan Metode Gumbel

No	Tahun	Rmax	Ri-R	$(Ri-R)^2$	$(Ri-R)^3$	$(Ri-R)^4$
1	2002	140	37.4	1398.76	52313.62	1956529.54
2	2007	128	25.4	645.16	16387.06	416231.43
3	2008	117	14.4	207.36	2985.98	42998.17
4	2005	106	3.4	11.56	39.30	133.63
5	2006	103	0.4	0.16	0.06	0.03
6	2004	101	-1.6	2.56	-4.10	6.55
7	2009	90	-12.6	158.76	-2000.38	25204.74
8	2003	86	-16.6	275.56	-4574.30	75933.31
9	2001	80	-22.6	510.76	-11543.18	260875.78
10	2010	75	-27.6	761.76	-21024.58	580278.30
Sum		1026	5.68434E-14	3972.40	32579.52	3358191.47

Tabel 4.2 merupakan table perhitungan data – data yang dibutuhkan dalam perhitungan parameter statistic berdasarkan metode Normal, Gumbel, dan Pearson Tipe III sedangkan perhitungan parameter statistic, yaitu :

1. Nilai Rata – rata

$$\bar{X} = \frac{\sum X}{n} = \frac{1}{1} = 102,6$$

2. Deviasi Standart

$$S = \sqrt{\frac{(\sum R - \bar{R})^2}{N-1}}$$

$$= \sqrt{\frac{3 \cdot 4}{1-1}} = 21$$

3. Koefisien Variasi

$$Cv = \frac{S}{\bar{X}} = \frac{2}{1 \cdot 6} = 0.204$$

4. Koefisien Kemencengan

$$Cs = \frac{n \sum (R - \bar{R})^3}{(n-1)(n-2)(S\bar{R})^3}$$

$$= \frac{1 \cdot 3 \cdot 5}{(9)(8)(2)^3}$$

$$= 0,488$$

$$Ck = \frac{n^2 \sum (R - \bar{R})^4}{(n-1)(n-2)(n-3)(S\bar{R})^4}$$

$$= \frac{1^2 \cdot 3 \cdot 4}{(9)(8)(7)(2)^4}$$

$$= 3,42$$

Berdasarkan perhitungan parameter statistik, diperoleh nilai koefisien kemencengan (Cs) = 0,488 dan nilai koefisien ketajaman (Ck) = 3,42

4.1.3.2. Distribusi Log Pearson Tipe III

Perhitungan Analisa frekuensi curah hujan menggunakan Distribusi Log Pearson Tipe III dapat diamati pada Tabel 4.3

Tabel 4.3. Perhitungan Distribusi Log Pearson Tipe III

No	Tahun	R24	LogX	Log \bar{x}	logX-Log \bar{x}	(logX-Log \bar{x}) ²	(logX-Log \bar{x}) ³	(logX-Log \bar{x}) ⁴
1	2002	140	2.15	2.00	0.14	0.020	0.0029267	0.000418629
2	2007	128	2.11	2.00	0.10	0.011	0.0011288	0.000117535
3	2008	117	2.07	2.00	0.07	0.004	0.0002759	0.000017958
4	2005	106	2.03	2.00	0.02	0.000	0.0000110	0.000000244
5	2006	103	2.01	2.00	0.01	0.000	0.0000009	0.000000009
6	2004	101	2.00	2.00	0.00	0.000	0.0000000	0.000000000
7	2009	90	1.95	2.00	-0.05	0.002	-0.0001165	0.000005692
8	2003	86	1.93	2.00	-0.07	0.005	-0.0003227	0.000022133
9	2001	80	1.90	2.00	-0.10	0.010	-0.0009999	0.000099992
10	2010	75	1.88	2.00	-0.13	0.016	-0.0020985	0.000268660
sum			20.03			0.070	0.0008056	0.000950853

(Sumber : Perhitungan)

Tabel 4.3 merupakan table perhitungan data – data yang dibutuhkan dalam perhitungan parameter statistic berdasarkan metode Log Pearson Tipe III, sedangkan perhitungan parameter statistic, yaitu :

1. Nilai Rata – rata

$$\bar{X} = \frac{\sum X}{n} = \frac{2,0}{1} = 2,0$$

2. Deviasi Standart

$$S_{log X} = \sqrt{\frac{\sum (L - L - \bar{x})^2}{n-1}}$$

$$= \sqrt{\frac{0,0}{1-1}} = 0,088$$

3. Koefisien Variasi

$$Cv = \frac{S}{\bar{X}} = \frac{0,0}{2,0} = 0,044$$

4. Koefisien Kemencengan

$$Cs = \frac{n \sum (x - \bar{x})^3}{(n-1)(n-2)(\sum (x - \bar{x})^2)^{3/2}}$$

$$= \frac{1 \cdot \sum (x - \bar{x})^3}{(9)(8)(0,0)^{3/2}}$$

$$= 0,165$$

5. Koefisien Ketajaman

$$Ck = \frac{n^2 \sum (x - \bar{x})^4}{(n-1)(n-2)(n-3)(\sum (x - \bar{x})^2)^2}$$

$$= \frac{1^2 \cdot \sum (x - \bar{x})^4}{(9)(8)(7)(0,0)^2}$$

$$= 3,153$$

Berdasarkan perhitungan parameter statistic, diperoleh nilai koefisien kemencengan (Cs) = 0,165 dan nilai koefisien ketajaman (Ck) = 3,153

4.1.3.3. Kesimpulan Analisa Statistik

Berdasarkan perhitungan parameter statistik, dipilih dua metode distribusi yang memenuhi sifat – sifat khas parameter statistiknya (Tabel 4.4), untuk kemudian dibandingkan dalam uji kecocokan distribusi, yaitu :

- Distribusi Gumbel, memiliki $C_s = 0,488$ dan $C_k = 3,42$
- Distribusi Log Pearson Type III, memiliki $C_s \neq 0 < C_k = 1,5C_s^2 + 3 = 3,153$

Tabel 4.4 Kesimpulan Analisa Statistik

Distribusi	Sifat Dist		Perhitungan		Ket
	Cs	Ck	Cs	Ck	
Normal	0	3	0.1712707	3.4800186	not ok
Gumbel	1.139	5.402	0.1712707	3.4800186	not ok
Pearson Type III	fleksibel	fleksibel	0.1712707	3.4800186	ok
Log Pearson Type III	Cs 0	3.04058649	0.1644921	3.1536755	not ok

(Sumber : Perhitungan)

4.1.4. Uji Kecocokan

Untuk menentukan kecocokan (*The Goodness Of Fit Test*) distribusi dari sample data terhadap fungsi distribusi peluang yang diperkirakan dapat menggambarkan/mewakili distribusi frekwensi tersebut diperlukan pengujian parameter. Pengujian parameter yang akan disajikan adalah :

- Uji Chi-Kuadrat (*Chi-Square*)
- Smirnov – Kolmogorov

Umumnya pengujian dilaksanakan dengan menggambarkan data kertas peluang dan menentukan apakah data tersebut merupakan garis lurus, atau dengan membandingkan kurva frekwensi dari data pengamatan terhadap kurva frekwensi teoritisnya

4.1.4.1. Uji Chi-Kuadrat

Uji Chi-Kuadrat dimaksudkan untuk menentukan apakah persamaan distribusi peluang yang telah dipilih dapat mewakili dari distribusi statistic sample data yang dianalisis.

Pengambilan keputusan uji ini menggunakan parameter χ^2 , oleh Karena itu disebut dengan uji Chi-Kuadrat. Parameter χ^2 dapat dihitung dengan rumus :

$$\chi^2 = \sum_{i=1}^G \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$$

Keterangan :

χ^2_h = Parameter Chi-Kuadrat terhitung

G = Jumlah sub-kelompok ($1 + 3,322 \log[n]$)

O_i = Jumlah nilai pengamatan pada sub kelompok ke -i

E_i = Jumlah teoritis pada sub kelompok ke -i

Parameter χ^2_h merupakan variable acak. Peluang untuk mencapai nilai χ^2_h sama atau lebih besar dari pada nilai chi-kuadrat yang sebenarnya (χ^2).

Prosedur uji Chi-Kuadrat adalah :

1. Urutkan data pengamatan (dari besar ke kecil atau sebaliknya)
2. Kelompokkan data menjadi G sub-grup, tiap-tiap grup minimal 4 data pengamatan.
3. Jumlah data pengamatan sebesar O_i , tiap-tiap sub grup
4. Jumlahkan data dari persamaan distribusi yang digunakan sebesar E_i
5. Tiap-tiap sub grup hitung nilai :

$$(O_i - E_i)^2 \text{ dan } \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$$

6. Jumlah seluruh G sub grup nilai $\frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$ untuk menentukan nilai Chi-Kuadrat hitung
7. Tentukan derajat kebebasan $dk = G - R - 1$ (Nilai $R=2$, untuk distribusi normal dan binomial, nilai $R=1$ untuk distribusi Poisson).

Hasil Interpretasinya :

1. Apabila peluang lebih dari 5% maka persamaan distribusi teoritis yang digunakan dapat diterima
2. Peluang lebih kecil dari 1% maka persamaan distribusi teoritis yang digunakan tidak dapat diterima
3. Apabila peluang berada diantara 1-5% adalah tidak mungkin mengambil keputusan, misal perlu ditambah data.

Perhitungan Chi-Kuadrat

Banyak data	: 10
Taraf signifikan α	: 5%
Jumlah sub Kelompok (G)	: $1 + 3,322 \log 10$
	: $1 + 3,322 \cdot 1$
	: $1 + 3,322$
	: $4,322 \approx 4$ Sub
Derajat Kebebasan (DK)	: $G - R - 1$
	: $4 - 2 - 1$
	: 1

Dengan derajat kepercayaan $\alpha = 5\%$ dan $DK = 1$, maka diperoleh $\chi^2_{Cr} = 3,841$. Dari hasil perhitungan jumlah kelas distribusi (G) = 5 sub kelompok dengan interval peluang (P) = 0,25 maka besarnya peluang untuk setiap grup adalah :

- Sub grup 1 : $P < 0,25$
- Sub grup 2 : $0,25 < P < 0,50$
- Sub grup 3 : $0,50 < P < 0,75$
- Sub grup 4 : $P > 0,75$

1. Uji Chi-Kuadrat Untuk Metode Gumbel

Persamaan dasar yang digunakan dalam distribusi Pearson Tipe III sebagai berikut :

$$\bar{X} = 102,6$$

$$S = 21,27$$

Persamaan distribusi :

$$X_T = \bar{X} + k S = 102,6 + 21,27$$

Contoh perhitungan k pada Tabel 4.5 :

$$\frac{0,171 - 0,1}{0,2 - 0,1} = \frac{k - 0,694}{0,686 - 0,694}$$

$$k = \frac{(0,171 - 0,1)(0,686 - 0,694)}{0,2 - 0,1} + 0,694$$

$$k = 0,66$$

Tabel 4.5 Perhitungan k sebagai berikut

Persentase	\bar{X}	k	X_t
0.25	102.6	0.66	116.64
0.50	102.6	-0.083	100.83
0.75	102.6	-0.727	87.14

(Sumber : Perhitungan)

Berdasarkan persamaan garis lurus :

$$X_T = 102,6 + 21,27 k$$

$$\text{Untuk } P = 0,75 \rightarrow X_T = 102,6 + 21,27 (0,66) = 87,14$$

$$\text{Untuk } P = 0,50 \rightarrow X_T = 102,6 + 21,27 (-0,083) = 100,83$$

$$\text{Untuk } P = 0,25 \rightarrow X_T = 102,6 + 21,27 (-0,727) = 116,64$$

Sehingga , sub grup 1 : $R_t < 87,14$

sub grup 2 : $87,14 < R_t < 100,83$

sub grup 3 : $100,83 < R_t < 116,6$

sub grup 4 : $R_t > 116,6$

Tabel 4.6 Perhitungan X^2 Uji Chi-Kuadrat Distribusi Gumbel

Subgrup	Jumlah Data		$(O_i - E_i)^2$	$(O_i - E_i)^2 / E_i$
	O_i	E_i		
$R_t < 87.14$	3	2.5	0.25	0.1
$87.14 < R_t < 100.83$	1	2.5	2.25	0.9
$100.83 < R_t < 116.6$	3	2.5	0.25	0.1
$R_t > 116.6$	3	2.5	0.25	0.1
SUM				1.2

(Sumber : Perhitungan)

Dari table 4.6, diperoleh $\chi^2 = 1,2$ dengan derajat kebebasan (DK) = $4 - 2 - 1 = 1$ dan derajat kepercayaan $\alpha = 5\%$ maka $\chi^2_{Cr} = 3,841$. Berdasarkan hasil perhitungan, diperoleh kesimpulan $\chi^2 < \chi^2_{Cr}$ ($\chi^2 < 5\%$), distribusi peluang dapat diterima.

4.1.4.2. Uji Smirnov - Kolmogorof

Uji kecocokan Smirnov – Kolmogorof, sering juga disebut uji kecocokan non parametrik (non – parametric test), Karena pengujiannya tidak menggunakan fungsi distribusi tertentu.

Prosedurnya adalah sebagai berikut :

1. Urutkan data (dari yang besar ke kecil atau sebaliknya) dan tentukan besarnya dari masing-masing data tersebut.
2. Tentukan nilai masing-masing peluang teoritis dari hasil penggambaran data (persamaan distribusinya).
3. Dari kedua nilai peluang tersebut tentukan selisih terbesarnya antara peluang pengamatan dengan peluang teoritis.
4. Berdasarkan table nilai kritis (smirnov-kolmogorof test) tentukan harga D_0 (lihat Tabel 4.11)
 - Apabila $D < D_0$ maka distribusi teoritis dapat diterima.
 - Apabila $D > D_0$ maka distribusi teoritis tidak dapat diterima.

Tabel 4.9 Nilai Kritis D_0 Untuk Uji Smirnov-Kolmogorof

<i>No.</i>	<i>N</i>				
		<i>0,20</i>	<i>0,10</i>	<i>0,05</i>	<i>0,01</i>
1	5	0,45	0,51	0,56	0,67
2	10	0,32	0,37	0,41	0,49
3	15	0,27	0,30	0,34	0,40
4	20	0,23	0,26	0,29	0,36
5	25	0,21	0,24	0,27	0,32
6	30	0,19	0,22	0,24	0,29
7	35	0,18	0,20	0,23	0,27
8	40	0,17	0,19	0,21	0,25
9	45	0,16	0,18	0,20	0,24
10	50	0,15	0,17	0,19	0,23
	$N > 50$	$\frac{1,07}{\sqrt{N}}$	$\frac{1,22}{\sqrt{N}}$	$\frac{1,36}{\sqrt{N}}$	$\frac{1,63}{\sqrt{N}}$

(Sumber : Hidrologi Jilid 1, Suwarno hal : 199)

1. Uji Smirnov Kolmogorof Metode Pearson Tipe III

Contoh perhitungan Uji Smirnov – Kolmogorof untuk data hujan tahunan 2002 dengan tinggi hujan (R_{24}) adalah 140 mm :

1. Urutkan data (dari besar ke kecil atau sebaliknya) dan besarnya peluang dari masing-masing data tersebut. Dari Tabel 4.1 untuk data hujan tahun 2002 dengan tinggi hujan = 140 mm di dapatkan :gt

$$m \text{ (peringkat / no ranking)} = 1$$

$$n \text{ (jumlah data hujan)} = 10$$

$$X_{\text{rata-rata}} = 102,6 \text{ mm}$$

2. Dengan rumus peluang :

$$P(X) = \frac{m}{(n+1)} = \frac{1}{1+1} = 0,091$$

3. Besarnya $P(X<)$ dapat dicari dengan rumus :

$$\begin{aligned} P(X<) &= 1 - p(X) \\ &= 1 - 0,091 = 0,909 \end{aligned}$$

4. Nilai $f(t)$ dapat dicari dengan rumus :

$$f(t) = \frac{(x-\bar{x})}{s} = \frac{1-102,6}{2} = 1,78$$

5. Besarnya peluang teoritis $P'(X)$ dicari dengan

Menggunakan table wilayah luas dibawah kurva normal dari nilai $f(t)$.

Untuk $f(t) = 1,78$, maka :

$$P'(X<) = 0,966$$

Sehingga besarnya $P'(X)$

$$\begin{aligned} P'(X) &= 1 - P'(X<) \\ &= 1 - 0,966 = 0,034 \end{aligned}$$

6. Nilai D dapat dicari dengan rumus :

$$\begin{aligned} D &= P'(X) - P(X) \\ &= 0,034 - 0,091 = -0,057 \end{aligned}$$

Tabel 4.10 Perhitungan Uji Smirnov-Kolmogorof Distribusi Pearson III

Tahun	Rmax	m	Log X	P(X)	P(X<)	f(t)	P'(X<)	P'(X)	D
2002	140	1	0.00	0.091	0.909	1.78	0.966	0.034	-0.057
2007	128	2	0.30	0.182	0.818	1.21	0.896	0.104	-0.078
2008	117	3	0.48	0.273	0.727	0.69	0.769	0.231	-0.042
2005	106	4	0.60	0.364	0.636	0.16	0.584	0.416	0.052
2006	103	5	0.70	0.455	0.545	0.02	0.527	0.473	0.018
2004	101	6	0.78	0.545	0.455	-0.08	0.450	0.550	0.005
2009	90	7	0.85	0.636	0.364	-0.60	0.258	0.742	0.106
2003	86	8	0.90	0.727	0.273	-0.79	0.201	0.799	0.072
2001	80	9	0.95	0.818	0.182	-1.08	0.130	0.870	0.051
2010	75	10	1.00	0.909	0.091	-1.31	0.086	0.914	0.004
Dmax									0.106

(Sumber : Perhitungan)

Dari hasil perhitungan, diperoleh $D_{\max} = 0,106$ (Tabel 4.10). berdasarkan Tabel nilai kritis D_o Uji Smirnov – Kolmogorov (Tabel 2.6), untuk derajat kepercayaan 5% dan $n = 10$, diperoleh $D_o = 0,41$ jadi ($D_{\max} < D_o$) yaitu pada peringkat ke - $m = 7$, sehingga persamaan distribusi pearson Tipe III **dapat diterima**.

4.1.4.3. Kesimpulan Uji Kecocokan Distribusi

Berdasarkan uji kecocokan distribusi, diketahui bahwa kedua metode distribusi memenuhi syarat uji kecocokan distribusi (Tabel 4.11). Oleh Karena itu, curah hujan rencana ditentukan berdasarkan curah hujan tertinggi yang diperoleh dari hasil perhitungan 1 metode distribusi.

Tabel 4.11. Kesimpulan Uji Kecocokan Distribusi

Persamaan Distribusi	Uji Kecocokan							
	Chi Kuadrat				Smirnov - Kolmogorov			
	χ^2_{hitung}	<	χ^2_{tabel}	Ket	L_{hitung}	<	L_{tabel}	Ket
Pearson Type III	1.2	<	3.841	OK	0.106	<	0.41	OK

(Sumber : Perhitungan)

4.1.5. Perhitungan Curah Hujan Rencana Periode Ulang

Berdasarkan perhitungan parameter statistic, diketahui :

$$\bar{X} = 102,6$$

$$S = 21,27$$

$$C = 0,5$$

Persamaan distribusi :

$$X_T = \bar{X} + kS = 102,6 + 21,27k$$

Nilai K didapatkan dari pembacaan Tabel 2.4 dengan hasil yang dapat dilihat pada Tabel 4.12 berikut ini.

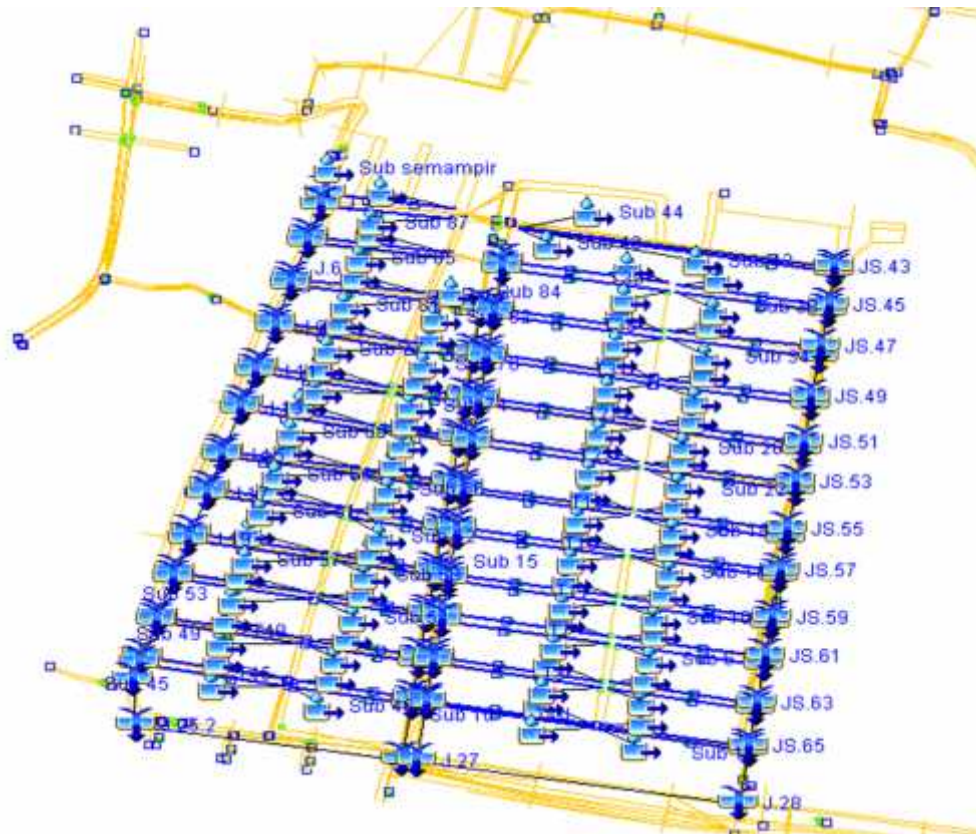
Tabel 4.12. Curah Hujan Distribusi Pearson Tipe III

Kala Ulang (Thn)	\bar{X}	k	S	$X_t = \bar{X} + k * S$ (mm)
2	102.6	-0.083	21.27	100.83
5	102.6	0.808	21.27	119.78
10	102.6	1.323	21.27	130.74
20	102.6	1.812	21.27	141.14
25	102.6	1.91	21.27	143.22
50	102.6	2.311	21.27	151.75

(Sumber : Perhitungan)

4.1.6. Permodelan HEC-HMS

Perhitungan debit banjir pada studi ini menggunakan program bantu HEC-HMS. Perhitungan dengan program bantu HEC-HMS dilakukan dengan membuat suatu permodelan daerah tangkapan air (*basin model*) dan memasukkan input berupa data hujan, tata guna lahan, dan lain sebagainya. Penggambaran model daerah tangkapan air pada perumahan Pepelegi Indah dapat dilihat seperti pada gambar 4.2.



Gambar 4.2. Model daerah tangkapan Perumahan Pepelegi indah dengan HEC-HMS

4.1.6.1 CN (*Curve Number*)

Perhitungan debit banjir rencana dilakukan dengan program bantu HEC-HMS, dimana dalam permodelan HEC-HMS ini digunakan metode perhitungan limpasan (*runoff*) SCS-CN (*Soil Conservation Service – curve number*). Metode ini menganggap bahwa hujan yang menghasilkan limpasan merupakan fungsi dari hujan kumulatif, tata guna lahan, jenis tanah serta kelembaban (HEC-HMS Technical Reference Manual, 200:40). Sehingga penentuan nilai CN dipengaruhi oleh factor-faktor penting antara lain tipe tanah (*Soil Type*) dan tata guna lahan (*Land Use*) (Chow, Maidment and Mays, 1988 dan Erwanto, 2013).

Curah hujan yang terdistribusi akan jatuh pada permukaan *pervious* maupun *impervious*. Sebagian hujan yang jatuh pada permukaan *pervious* akan hilang akibat intersepsi, infiltrasi, evaporasi dan transpirasi. Curah hujan efektif tersebut akan mempengaruhi aliran limpasan

langsung. Sedangkan aliran pada permukaan *impervious* akan langsung menjadi limpasan tanpa mengalami berbagai bentuk kehilangan (*losses*), yang ditransformasi menjadi aliran permukaan (*overland flow*).

Pepelegi Indah terbagi menjadi 88 subdas, dimana masing-masing subdas terdiri dari beberapa kawasan dalam tata guna lahannya. Peta tata guna lahan Pepelegi indah dapat dilihat pada gambar 4.3 sedangkan luas masing-masing kawasan pada setiap subdas dapat dilihat pada tabel 4.13 dan tipe tanah pada setiap subdas menjadi dasar perhitungan untuk mendapatkan nilai CN dan *impervious* rata-rata pada suatu subdas. Perhitungan nilai CN dan *impervious* Pepelegi indah dapat dilihat pada Lampiran.

4.1.6.2 Perhitungan Time Lag

Time lag adalah tegangan waktu antara titik berat hujan efektif dengan titik berat hidrograf. Perhitungan *time lag* pada masing-masing Sub DAS dan Saluran adalah sebagai berikut.

$$t_l = \frac{L^{0.8} \cdot (S + 1)^{0.7}}{1900 \cdot Y^{0.5}}$$

Dimana :

L_o = panjang *overland flow* (ft)

S = retensi maksimum (inch)

$$= \left(\frac{1}{C} \right) - 10$$

CN = curve number, yang berisi pengaruh dari tanah, tata guna lahan, kondisi hidrologi dan *soil moisture*.

Perhitungan Time Lag pada Saluran Tersier 1 adalah sebagai berikut.

$$\text{Luas (A)} = 0.016 \text{ km}^2$$

$$\text{Panjang Lahan (L)} = 204 \text{ m} = 669.1 \text{ ft}$$

$$\text{Curve Number (CN)} = 80.86$$

$$\text{Kemiringan Lahan} = 0.001$$

$$\text{Retensi Maksimum (S)} = \left(\frac{1}{C} \right) - 10 = 2.37$$

$$\text{Panjang Overland Flow (Lo)} = \frac{A}{2.4} = \frac{0.0}{2.2} = 39.39 \text{ km} = 129.21 \text{ ft}$$

$$\text{Time Lag (tl)} = t_l = \frac{L_o^{0.8} \cdot (2.37 + 1)^{0.7}}{1900 \cdot (0.001)^{0.5}} = 181.9 \text{ menit} = 6 \text{ jam}$$

Perhitungan *time lag* untuk masing-masing sub DAS selengkapnya dapat dilihat pada Lampiran.

4.1.6.3 Hasil Permodelan Existing

Permodelan existing saluran drainase perumahan Pepelegi Indah waru Sidoarjo terdiri dari 88 saluran tersier yang merupakan saluran pembuang dari hunian. Saluran tersebut memiliki buangan menuju saluran sekunder yang berjumlah 3 saluran dan beberapa saluran menuju saluran pembuang utama yaitu Kali Semampir. Dengan menggunakan periode ulang 2, 5 dan 10 tahun berdasarkan hasil yang telah di analisa maka dipilih periode ulang 10 tahun sebagai data dengan kondisi kritis. Berdasarkan pengujian dengan bantuan program HEC-HMS maka dapat diamati hasilnya pada Tabel 4.13.

Tabel 4.13 Hasil Permodelan Existing dengan HEC-HMS

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Volume (1000M3)
J.1	4.51	5.76	161.39
J.10	4.54	5.78	165.01
J.11	4.55	5.78	165.86
J.12	4.56	5.79	166.69
J.13	4.57	5.80	167.76
J.14	4.58	5.80	168.85
J.15	4.59	5.81	169.79
J.16	4.60	5.82	170.69
J.17	4.62	5.82	171.80
J.18	4.63	5.83	172.95
J.19	4.64	5.84	173.83
J.2	4.51	5.76	161.76
J.20	4.65	5.84	174.71
J.21	4.66	5.85	175.78
J.22	4.67	5.86	176.80
J.23	4.68	5.87	177.71
J.24	4.69	5.87	178.61
J.25	4.70	5.88	179.41
J.25.1	4.70	5.88	179.41
J.25.2	4.70	5.88	179.41
J.26	4.81	5.94	189.95
J.27	4.96	6.04	204.51
J.28	5.13	6.13	220.36
J.3	4.51	5.76	162.14
J.4	4.52	5.76	162.49
J.5	4.52	5.76	162.84
J.6	4.52	5.76	163.23
J.7	4.53	5.77	163.62
J.9	4.53	5.77	164.01
JS.1	0.00	0.01	0.22
JS.10	0.04	0.14	3.65
JS.11	0.04	0.15	4.22
JS.12	0.05	0.18	4.88
JS.13	0.06	0.21	5.57
JS.14	0.06	0.25	6.25
JS.15	0.07	0.27	6.91
JS.16	0.08	0.31	7.71
JS.17	0.09	0.36	8.51
JS.18	0.10	0.38	9.25

Lanjutan Tabel 4.13 Hasil Permodelan Existing dengan HEC-HMS

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Volume (1000M3)
JS.19	0.11	0.40	10.00
JS.2	0.00	0.02	0.41
JS.20	0.11	0.43	10.54
JS.21	0.01	0.03	0.61
JS.22	0.01	0.07	1.30
JS.23	0.02	0.11	2.00
JS.24	0.03	0.14	2.68
JS.25	0.04	0.18	3.35
JS.26	0.04	0.22	4.02
JS.27	0.05	0.26	4.69
JS.28	0.06	0.29	5.30
JS.29	0.06	0.32	5.92
JS.3	0.01	0.03	0.61
JS.30	0.07	0.35	6.62
JS.31	0.08	0.38	7.32
JS.32	0.08	0.42	7.95
JS.33	0.09	0.45	8.57
JS.34	0.10	0.49	9.29
JS.35	0.11	0.52	10.01
JS.36	0.11	0.56	10.64
JS.37	0.12	0.60	11.27
JS.38	0.13	0.64	11.95
JS.39	0.13	0.67	12.63
JS.4	0.01	0.05	0.81
JS.40	0.14	0.71	13.32
JS.41	0.15	0.73	13.94
JS.42	0.15	0.76	14.56
JS.43	0.02	0.09	1.60
JS.44	0.03	0.13	2.76
JS.45	0.04	0.15	3.31
JS.46	0.04	0.17	3.96
JS.47	0.05	0.20	4.61
JS.48	0.06	0.23	5.24
JS.49	0.06	0.26	5.88
JS.5	0.01	0.06	1.01
JS.50	0.07	0.30	6.49
JS.51	0.08	0.33	7.09
JS.52	0.08	0.36	7.68
JS.53	0.09	0.40	8.27
JS.54	0.09	0.42	8.88
JS.55	0.10	0.45	9.50
JS.56	0.11	0.48	10.02
JS.57	0.11	0.52	10.56
JS.58	0.12	0.54	11.16
JS.59	0.12	0.57	11.77
JS.6	0.01	0.07	1.47
JS.60	0.13	0.61	12.30
JS.61	0.13	0.63	12.84
JS.62	0.14	0.66	13.43
JS.63	0.15	0.69	14.04
JS.64	0.15	0.71	14.60
JS.65	0.16	0.74	15.23
JS.66	0.16	0.76	15.85
JS.7	0.02	0.09	1.95
JS.8	0.02	0.10	2.50
JS.9	0.03	0.12	3.07
Sub 10	0.01	0.03	0.54
Sub 11	0.01	0.04	0.65
Sub 12	0.01	0.03	0.63
Sub 13	0.01	0.04	0.74

Lanjutan Tabel 4.13 Hasil Permodelan Existing dengan HEC-HMS

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Volume (1000M3)
Sub 16	0.01	0.04	0.55
Sub 17	0.01	0.03	0.64
Sub 18	0.01	0.03	0.54
Sub 19	0.01	0.03	0.64
Sub 1a	0.01	0.05	0.63
Sub 1b	0.01	0.05	0.64
Sub 1c	0.01	0.05	0.63
Sub 1d	0.01	0.03	0.62
Sub 2	0.01	0.03	0.58
Sub 20	0.01	0.03	0.64
Sub 21	0.01	0.04	0.73
Sub 22	0.01	0.03	0.63
Sub 23	0.01	0.03	0.73
Sub 24	0.01	0.05	0.61
Sub 25	0.01	0.05	0.64
Sub 26	0.01	0.05	0.61
Sub 27	0.01	0.03	0.63
Sub 28	0.01	0.03	0.62
Sub 29	0.01	0.05	0.69
Sub 3	0.01	0.04	0.71
Sub 30	0.01	0.04	0.63
Sub 31	0.01	0.04	0.69
Sub 32	0.01	0.04	0.66
Sub 33	0.01	0.03	0.70
Sub 34	0.01	0.03	0.65
Sub 35	0.01	0.03	0.70
Sub 36	0.01	0.05	0.67
Sub 37	0.01	0.04	0.72
Sub 38	0.01	0.04	0.67
Sub 39	0.01	0.04	0.72
Sub 4	0.01	0.04	0.61
Sub 40	0.01	0.03	0.57
Sub 41	0.01	0.03	0.62
Sub 42	0.01	0.03	0.57
Sub 43	0.01	0.04	0.63
Sub 44	0.02	0.09	1.72
Sub 45	0.01	0.04	0.83
Sub 46	0.01	0.03	0.56
Sub 47	0.01	0.04	0.93
Sub 48	0.01	0.03	0.77
Sub 49	0.01	0.04	0.94
Sub 5	0.01	0.04	0.71
Sub 50	0.01	0.03	0.76
Sub 51	0.01	0.04	1.06
Sub 52	0.01	0.05	0.82
Sub 53	0.01	0.06	1.11
Sub 54	0.01	0.05	0.82
Sub 55	0.01	0.04	0.92
Sub 56	0.01	0.03	0.68
Sub 57	0.01	0.04	0.92
Sub 58	0.01	0.04	0.69
Sub 59	0.01	0.06	1.18
Sub 6	0.01	0.03	0.61
Sub 60	0.01	0.03	0.69
Sub 61	0.01	0.05	1.16

Lanjutan Tabel 4.13 Hasil Permodelan Existing dengan HEC-HMS

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Volume (1000M3)
Sub 62	0.01	0.03	0.68
Sub 63	0.01	0.04	0.94
Sub 64	0.01	0.02	0.58
Sub 65	0.01	0.06	0.97
Sub 66	0.01	0.03	0.59
Sub 67	0.01	0.05	1.14
Sub 68	0.01	0.03	0.58
Sub 69	0.01	0.04	1.11
Sub 7	0.01	0.04	0.71
Sub 70	0.01	0.02	0.57
Sub 71	0.01	0.03	0.86
Sub 72	0.00	0.02	0.48
Sub 73	0.01	0.05	0.88
Sub 74	0.00	0.02	0.47
Sub 75	0.01	0.04	1.02
Sub 76	0.00	0.01	0.21
Sub 77	0.00	0.03	0.39
Sub 78	0.00	0.01	0.21
Sub 79	0.00	0.03	0.40
Sub 8	0.01	0.04	0.55
Sub 80	0.00	0.01	0.19
Sub 81	0.00	0.04	0.40
Sub 82	0.00	0.02	0.20
Sub 83	0.00	0.04	0.36
Sub 84	0.00	0.01	0.22
Sub 85	0.00	0.02	0.35
Sub 86	0.00	0.03	0.38
Sub 87	0.00	0.04	0.38
Sub 88	0.01	0.06	0.77
Sub 9	0.01	0.04	0.65
Sub semampir	4.50	5.75	160.63
T10	0.01	0.03	0.53
T11	0.01	0.04	0.63
T12	0.01	0.03	0.61
T13	0.01	0.04	0.72
T14	0.01	0.03	0.61
T15	0.01	0.05	0.73
T16	0.01	0.04	0.53
T17	0.01	0.03	0.62
T18	0.01	0.03	0.52
T19	0.01	0.03	0.63
T1a	0.01	0.05	0.62
T1b	0.01	0.05	0.63
T1c	0.01	0.05	0.62
T1d	0.01	0.03	0.61
T2	0.01	0.03	0.56
T20	0.01	0.03	0.62
T21	0.01	0.04	0.70
T22	0.01	0.03	0.61
T23	0.01	0.03	0.70
T24	0.01	0.05	0.59
T25	0.01	0.05	0.62
T26	0.01	0.05	0.59
T27	0.01	0.03	0.61
T28	0.01	0.03	0.60
T29	0.01	0.05	0.67
T3	0.01	0.04	0.69

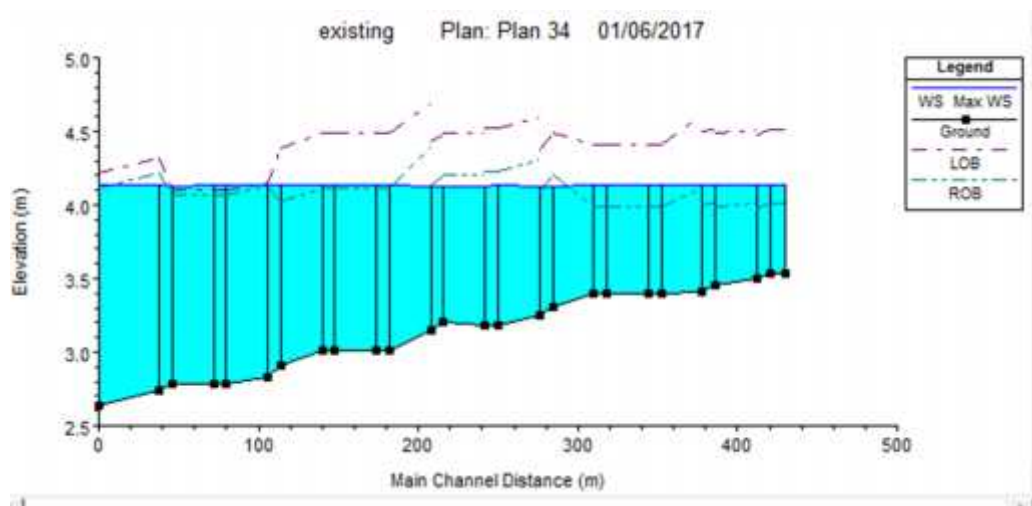
Lanjutan Tabel 4.13 Hasil Permodelan Existing dengan HEC-HMS

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Volume (1000M3)
T30	0.01	0.04	0.61
T31	0.01	0.04	0.67
T32	0.01	0.04	0.64
T33	0.01	0.03	0.68
T34	0.01	0.03	0.63
T35	0.01	0.03	0.68
T36	0.01	0.05	0.65
T37	0.01	0.04	0.70
T38	0.01	0.04	0.65
T39	0.01	0.04	0.70
T4	0.01	0.04	0.61
T40	0.01	0.03	0.55
T41	0.01	0.03	0.61
T43-T42	0.01	0.07	1.16
T44	0.02	0.09	1.60
T45	0.01	0.04	0.80
T46	0.01	0.03	0.54
T47	0.01	0.04	0.90
T48	0.01	0.03	0.75
T49	0.01	0.04	0.92
T5	0.01	0.04	0.68
T50	0.01	0.03	0.74
T51	0.01	0.04	1.02
T52	0.01	0.05	0.80
T53	0.01	0.06	1.07
T54	0.01	0.05	0.81
T55	0.01	0.04	0.88
T56	0.01	0.03	0.66
T57	0.01	0.04	0.88
T58	0.01	0.04	0.68
T59	0.01	0.06	1.14
T6	0.01	0.03	0.59
T60	0.01	0.03	0.68
T61	0.01	0.05	1.11
T62	0.01	0.03	0.67
T63	0.01	0.04	0.90
T64	0.01	0.02	0.57
T65	0.01	0.06	0.94
T66	0.01	0.03	0.58
T67	0.01	0.05	1.09
T68	0.01	0.03	0.57
T69	0.01	0.04	1.07
T7	0.01	0.04	0.68
T70	0.01	0.02	0.55
T71	0.01	0.03	0.83
T72	0.00	0.02	0.48
T73	0.01	0.05	0.85
T74	0.00	0.02	0.46
T75	0.01	0.04	1.00
T76	0.00	0.01	0.20
T77	0.00	0.03	0.38
T78	0.00	0.01	0.20
T79	0.00	0.03	0.39
T8	0.01	0.04	0.54
T80	0.00	0.01	0.19
T81	0.00	0.04	0.40
T82	0.00	0.02	0.20
T83	0.00	0.04	0.35
T84	0.00	0.01	0.22
T85	0.00	0.02	0.35
T86	0.00	0.03	0.37
T87	0.00	0.03	0.38
T88	0.01	0.06	0.76
T9	0.01	0.04	0.63

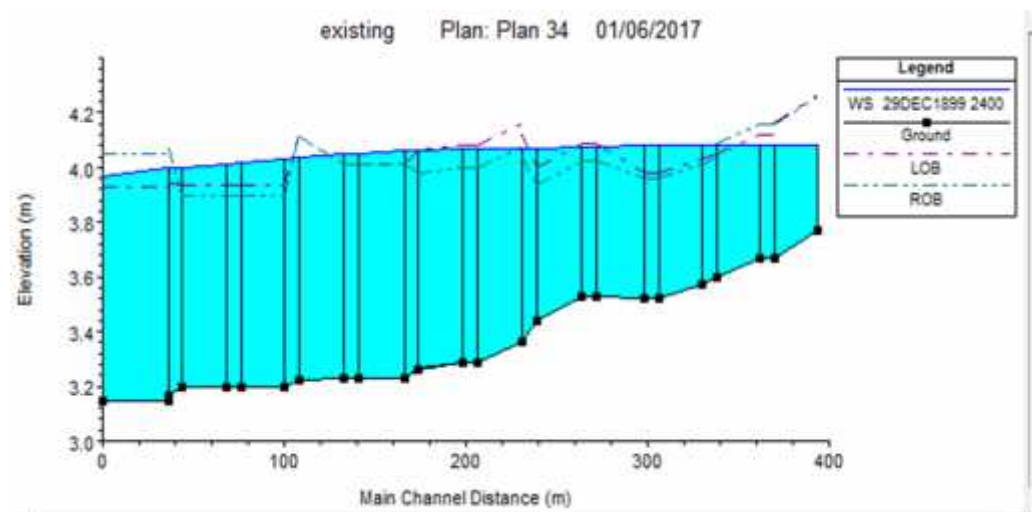
4.1.6.3 Analisa Hidrolika Kondisi Eksisting

Dalam studi ini, analisa hidrolika penampang saluran Perumahan Pepelegi Indah menggunakan bantuan HEC-RAS. Input pada program ini yaitu data hidrolika berupa data potongan melintang dan debit aliran masuk (*inflow*) yang diperoleh dari simulasi existing dari analisa hidrologi dengan menggunakan program bantu HEC-HMS. Dengan analisa ini, dapat diketahui elevasi muka air banjir pada penampang saluran.

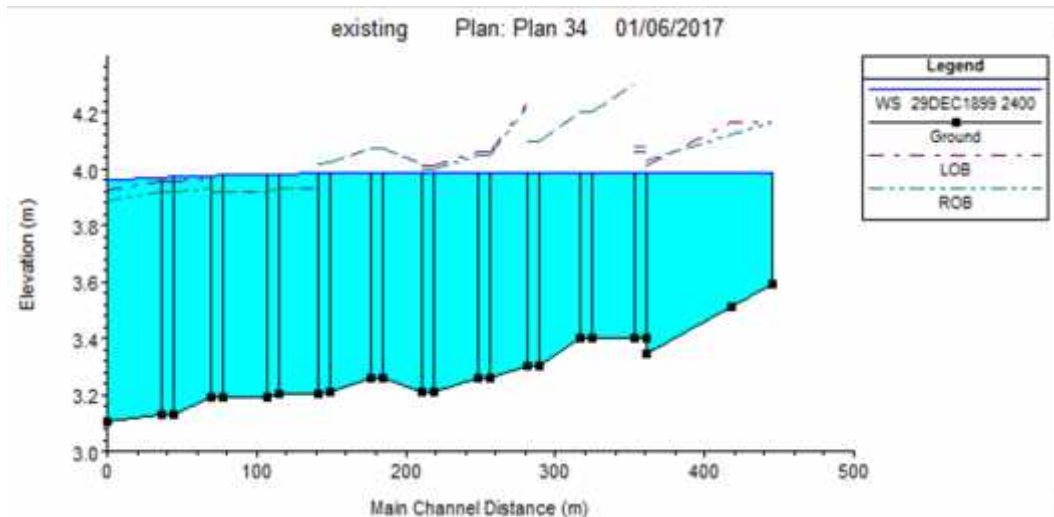
Dalam studi ini simulasi aliran yang digunakan untuk menganalisa saluran adalah unsteady flow dimana parameter aliran berubah terhadap waktu. Debit yang digunakan dalam analisa HEC-RAS adalah debit dengan periode ulang 10 tahun.



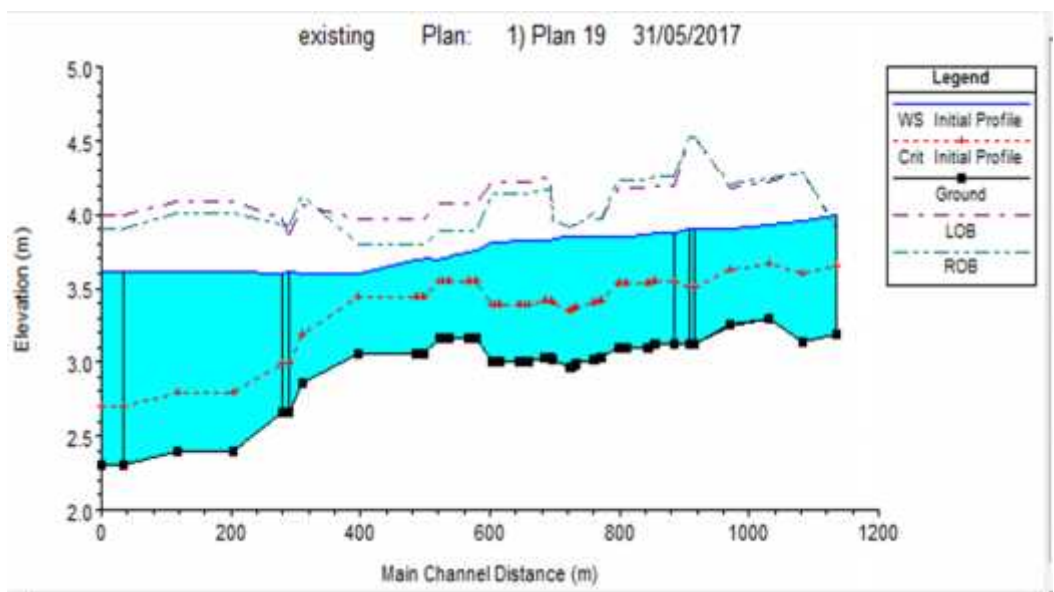
Gambar 4.3 Saluran Sekunder I Kondisi Existing



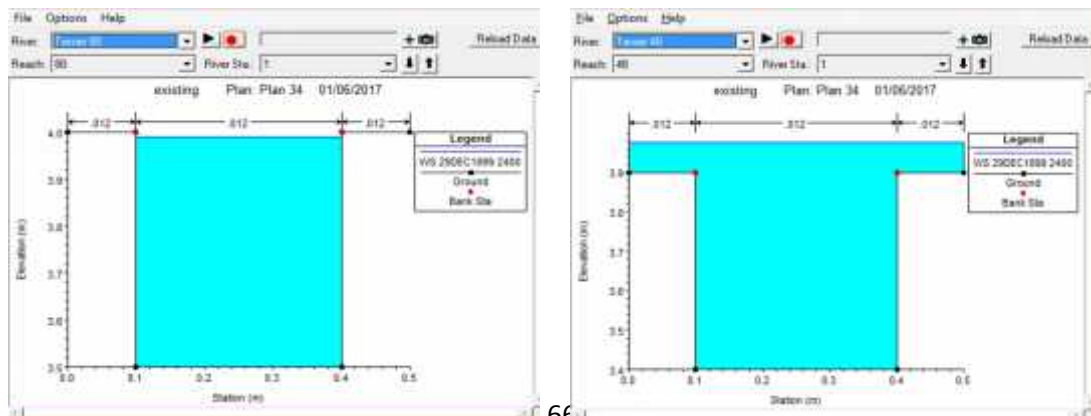
Gambar 4.4 Saluran Sekunder II Kondisi Existing

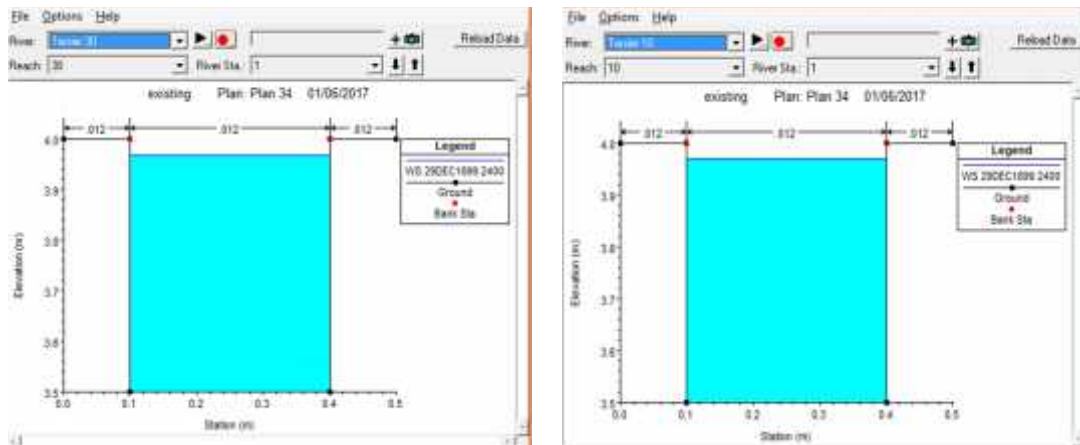


Gambar 4.5 Saluran Sekunder III Kondisi Existing



Gambar 4.6 Kali Semampir Kondisi Existing





Gambar 4.7 Kondisi Saluran Tersier 80, 48, 30 dan 10

Berdasarkan gambar 4.5 dapat dilihat kondisi penampang memanjang dari saluran sekunder I, II dan III. Saluran sekunder I berada pada kondisi yang aman sedangkan sekunder II dan III terdapat genangan di beberapa titik. Kondisi muka air yang terlihat rata dari upstream hingga downstream dikarenakan tingginya muka air pada kali semampir yang terlihat pada gambar 4.6, yang menyebabkan terjadinya backwater ke saluran sekunder I – III. Sedangkan kondisi saluran tersier yang ditampilkan berada pada area yang mewakili sub das dari perumahan tersebut. Kondisi air yang ada pada saluran tersier sudah mendekati *full bank* dan ada yang sudah berada pada kondisi *over capacity*. Kondisi yang mendekati *full bank* ini sangat rawan terjadi genangan mengingat pada simulasi ini telah membatasi sedimentasi dan segala aspek yang membuat saluran mungkin terhambat dilapangan.

4.1.6.4 Hasil Permodelan Eksisting dengan Hec-Ras

Setelah dilakukan simulasi terhadap kondisi eksisting maka dilakukan pencatatan data elevasi air dari masing-masing saluran tersier. Hal ini dilakukan untuk mencari tinggi air rata-rata dari kondisi eksisting yang akan dibandingkan dengan skenario-skenario nantinya. Pencatatan data dapat dilihat pada Tabel 4.14.

Tabel 4.14 Tinggi Muka Air Akibat Hujan Periode Ulang 10 Tahun

EXISTING				EXISTING			
No Saluran	Elevasi dasar Saluran (m)	Elevasi permukaan saluran (m)	Elevasi Air (m)	No Saluran	Elevasi dasar Saluran (m)	Elevasi permukaan saluran (m)	Elevasi Air (m)
T1a	3.6	4.1	3.82	T44	3.5	4	4.16
T1b	3.6	4.1	3.82	T45	3.7	4.2	4.13
T1c	3.6	4.1	3.8	T46	3.4	3.9	3.99
T1d	3.6	4.1	3.8	T47	3.7	4.2	3.91
T2	3.5	4	3.78	T48	3.4	3.9	3.98
T3	3.6	4.1	3.88	T49	3.5	4	3.96
T4	3.5	4	3.8	T50	3.2	3.7	3.99
T5	3.6	4.1	3.88	T51	3.5	4	4
T6	3.5	4	3.78	T52	3.2	3.7	3.98
T7	3.6	4.1	3.9	T53	3.5	4	3.97
T8	3.5	4	3.84	T54	3.24	3.74	3.97
T9	3.6	4.1	3.9	T55	3.54	4.04	3.98
T10	3.5	4	3.84	T56	3.24	3.74	3.98
T11	3.6	4.1	3.92	T57	3.9	4.44	4.04
T12	3.5	4	3.84	T58	3.6	4.14	3.88
T13	3.6	4.1	3.92	T59	3.9	4.44	4.08
T14	3.5	4	3.82	T60	3.6	4.14	3.89
T15	3.6	4.1	3.96	T61	3.6	4.1	4.02
T16	3.5	4	3.82	T62	3.3	3.8	3.97
T17	3.6	4.1	3.94	T63	3.6	4.1	4.02
T18	3.5	4	3.82	T64	3.3	3.8	3.97
T19	3.6	4.1	3.94	T65	3.7	4.2	3.99
T20	3.5	4	3.82	T66	3.4	3.9	3.97
T21	3.6	4.1	3.96	T67	3.7	4.2	4
T22	3.5	4	3.82	T68	3.4	3.9	3.97
T23	3.6	4.1	3.96	T69	3.6	4.1	4.03
T24	3.5	4	3.82	T70	3.3	3.8	3.97
T25	3.6	4.1	3.98	T71	3.6	4.1	4.03
T26	3.5	4	3.82	T72	3.3	3.8	3.97
T27	3.6	4.1	3.96	T73	3.7	4.2	4.01
T28	3.5	4	3.82	T74	3.4	3.9	3.74
T29	3.6	4.1	3.98	T75	3.7	4.2	4.02
T30	3.5	4	3.82	T76	3.4	3.9	3.97
T31	3.6	4.1	4	T77	3.7	4.2	4.01
T32	3.5	4	3.74	T78	3.5	4	3.97
T33	3.6	4.1	3.98	T79	3.8	4.3	4
T34	3.5	4	3.7	T80	3.5	4	3.97
T35	3.6	4.1	3.98	T81	3.84	4.4	4
T36	3.6	4.1	3.78	T82	3.5	4	3.97
T37	3.5	4	3.98	T83	3.8	4.3	4
T38	3.6	4.1	3.78	T84	3.5	4	3.97
T39	3.6	4.1	3.98	T85	3.84	4.4	4.01
T40	3.6	4.1	3.78	T86	3.9	4.46	4.01
T41	3.6	4.1	3.98	T87	3.9	4.46	4.03
T42+43	3.5	4	3.84	T88	3.9	4.4	4.07

(sumber : Perhitungan)

Berdasarkan dari Tabel diatas dapat diketahui kapasitas untuk masing-masing saluran tersier terhadap hujan periode 10 tahun. Perlu diketahui untuk saluran yang

berwarna kuning menunjukkan saluran yang mengalami *over capacity*. Sehingga hal ini yang akan mendasari untuk penentuan skenario-skenario yang dibuat. Sedangkan untuk kapasitas saluran sekunder dapat dilihat pada Tabel 4.17.

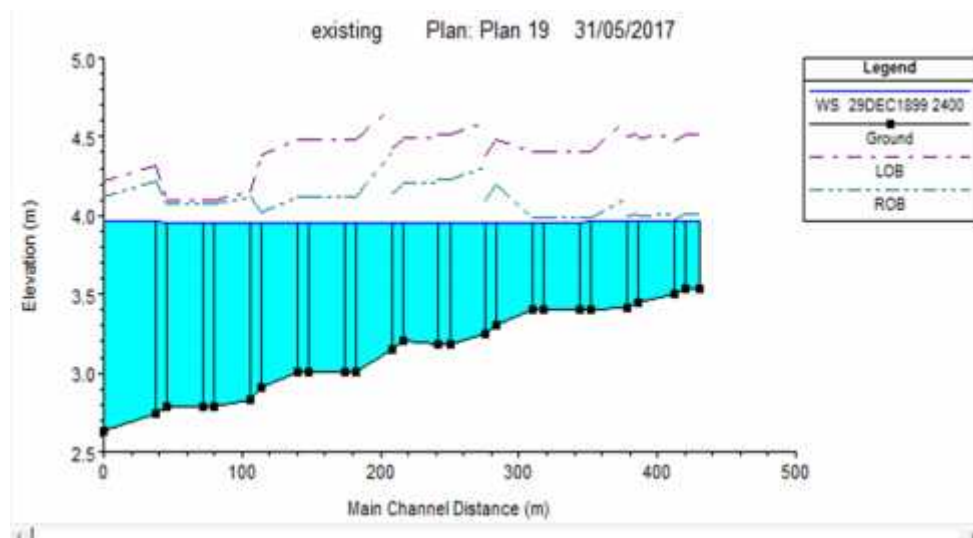
Tabel 4.15 Kondisi Saluran Sekunder

EXISTING	
No Saluran	Keterangan
Sekunder 1	Tidak Banjir
Sekunder 2	Banjir
Sekunder 3	Tidak Banjir

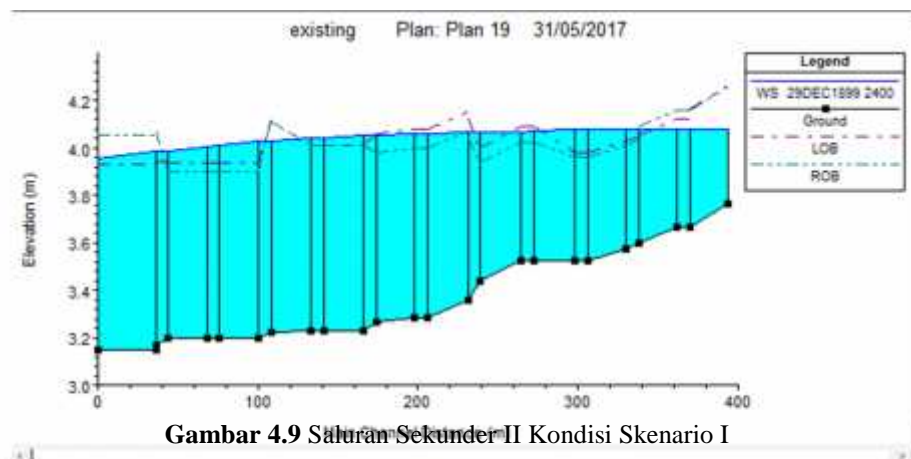
Tabel diatas menginformasikan kondisi saluran sekunder dimana saluran ini menerima buangan air dari masing-masing saluran tersier berdasarkan arah buangannya. Kondisi ini merupakan kondisi existing yang juga akan menentukan pembuatan skenario penelitian.

4.1.6.5 Analisa Hidrolika Kondisi Skenario I

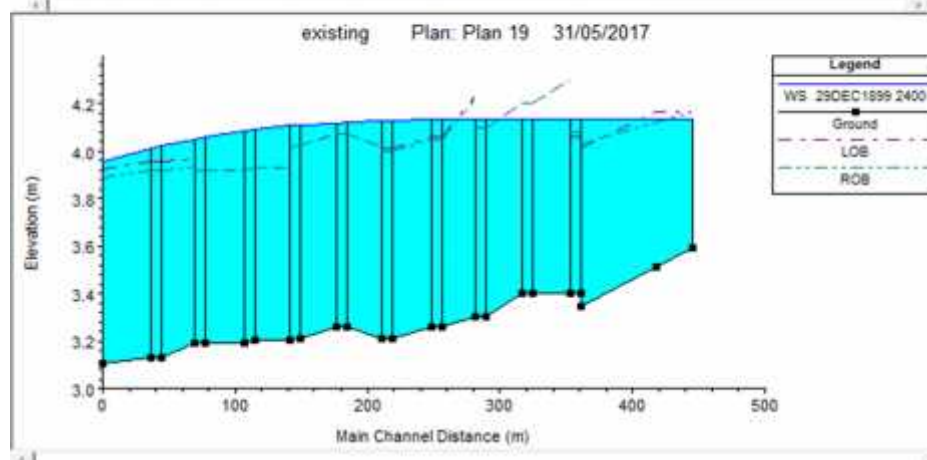
Skenario I merupakan skema yang dilakukan untuk menutup hubungan antara kali semampir dengan saluran tersier 45 – 88. Untuk kondisi existing saluran tersier ini memiliki arah buangan langsung menuju kali semampir. Hal ini dirasa tidak efisien karena ketika muka air kali semampir mengalami kenaikan, maka saluran-saluran tersebut langsung terkena dampak *backwater* sehingga rawan terjadi genangan.



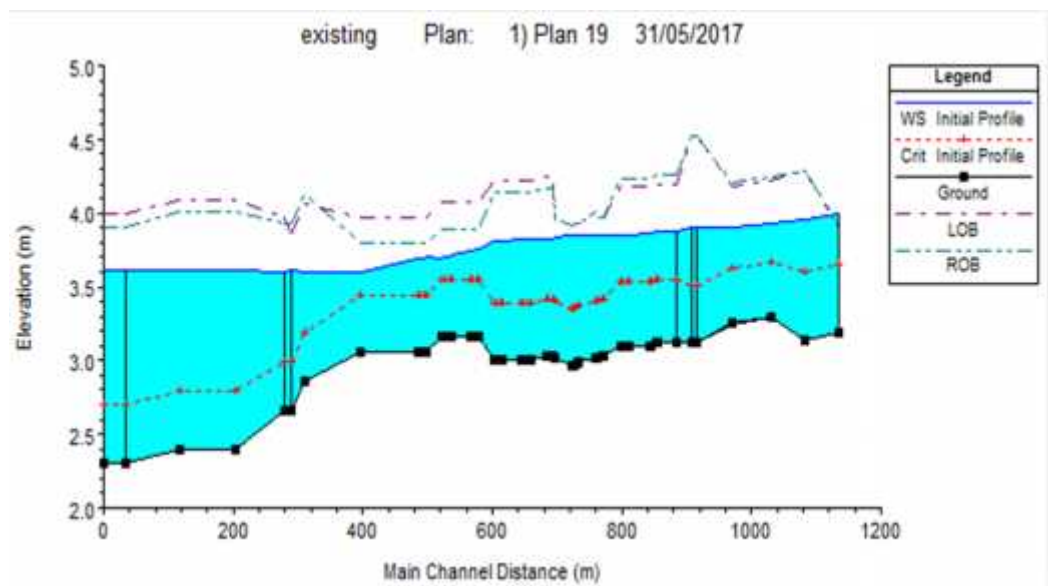
Gambar 4.8 Saluran Sekunder I Kondisi Skenario I



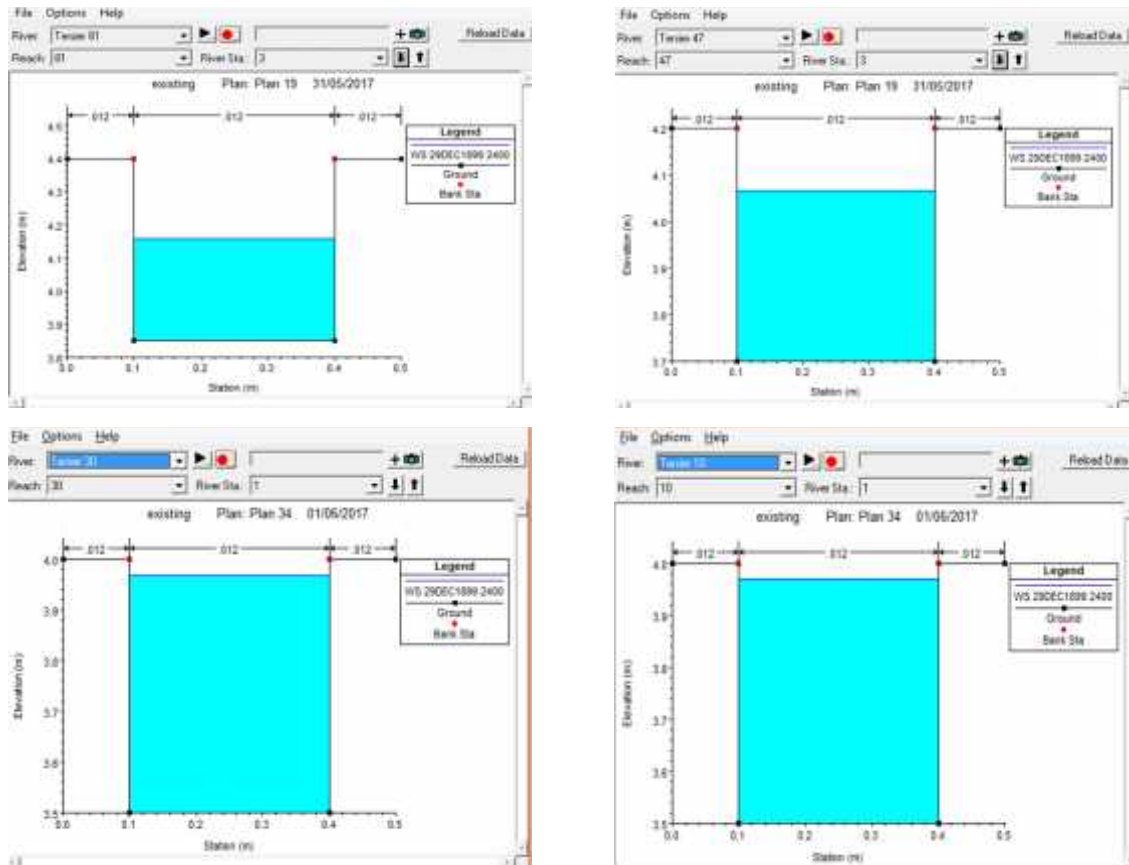
Gambar 4.9 Saluran Sekunder II Kondisi Skenario I



Gambar 4.10 Saluran Sekunder III Kondisi Skenario I



Gambar 4.11 Kali Semampir Kondisi Skenario I



Gambar 4.12 Kondisi Saluran Tersier 80, 48, 30 dan 10

Pada skenario I memfokuskan pada sub perumahan dibagian I, diaman hanya saluran tersier 44- 88 yang berdampak pada skenario ini. Hal itu ditunjukkan dengan adanya perubahan muka air pada saluran tersier 80 dan 48. Pada gambar 4.12 terdapat perubahan nama dari tersier 81 menjadi 80 dan tersier 48 menjadi 47, hal ini disebabkan karena terdapat penggabungan saluran. Sebagai contoh saluran 80 dan 81 awalnya merupakan saluran yang tidak terkoneksi sedangkan pada skenario ini kedua saluran tersebut dihubungkan dan memilik downstream yang sama.

4.1.6.6 Hasil Permodelan Skenario I dengan Hec-Ras

Setelah dilakukan simulasi terhadap skenario I maka dilakukan pencatatan data elevasi air dari masing-masing saluran tersier. Hal ini dilakukan untuk mencari tinggi air rata-rata dari skenario I yang akan dibandingkan dengan skenario-skenario sebelumnya. Pencatatan data dapat dilihat pada Tabel 4.16.

Tabel 4.16 Tinggi Muka Air Akibat Hujan Periode Ulang 10 Tahun

SKENARIO I				SKENARIO I			
No Saluran	Elevasi dasar Saluran (m)	Elevasi permukaan saluran (m)	Elevasi Air (m)	No Saluran	Elevasi dasar Saluran (m)	Elevasi permukaan saluran (m)	Elevasi Air (m)
T1a	3.6	4.1	3.82	T44	3.5	4	3.84
T1b	3.6	4.1	3.82	T45	3.7	4.2	
T1c	3.6	4.1	3.8	T46	3.7	4.1	4.03
T1d	3.6	4.1	3.8	T47	3.7	4.2	
T2	3.5	4	3.78	T48	3.7	4.2	4.02
T3	3.6	4.1	3.88	T49	3.7	4.2	
T4	3.5	4	3.8	T50	3.5	4	4.03
T5	3.6	4.1	3.88	T51	3.6	4.1	
T6	3.5	4	3.78	T52	3.5	4	4.05
T7	3.6	4.1	3.9	T53	3.6	4.1	
T8	3.5	4	3.84	T54	3.5	4.1	4.11
T9	3.6	4.1	3.9	T55	3.54	4.04	
T10	3.5	4	3.84	T56	3.54	4.04	4.09
T11	3.6	4.1	3.92	T57	3.9	4.44	
T12	3.5	4	3.84	T58	3.6	4.14	4.18
T13	3.6	4.1	3.92	T59	3.9	4.44	
T14	3.5	4	3.82	T60	3.6	4.14	4.22
T15	3.6	4.1	3.96	T61	3.6	4.1	
T16	3.5	4	3.82	T62	3.6	4.1	4.13
T17	3.6	4.1	3.94	T63	3.6	4.1	
T18	3.5	4	3.82	T64	3.6	4.1	4.13
T19	3.6	4.1	3.94	T65	3.7	4.2	
T20	3.5	4	3.82	T66	3.7	4.2	4.16
T21	3.6	4.1	3.96	T67	3.7	4.2	
T22	3.5	4	3.82	T68	3.6	4.1	4.16
T23	3.6	4.1	3.96	T69	3.6	4.1	
T24	3.5	4	3.82	T70	3.6	4.1	4.15
T25	3.6	4.1	3.98	T71	3.6	4.1	
T26	3.5	4	3.82	T72	3.6	4.1	4.15
T27	3.6	4.1	3.96	T73	3.7	4.2	
T28	3.5	4	3.82	T74	3.6	4.1	4.16
T29	3.6	4.1	3.98	T75	3.7	4.2	
T30	3.5	4	3.82	T76	3.6	4.1	4.15
T31	3.6	4.1	4	T77	3.7	4.2	
T32	3.5	4	3.74	T78	3.6	4.1	4.14
T33	3.6	4.1	3.98	T79	3.8	4.3	
T34	3.5	4	3.7	T80	3.6	4.1	4.15
T35	3.6	4.1	3.98	T81	3.84	4.4	
T36	3.6	4.1	3.78	T82	3.6	4.1	4.16
T37	3.5	4	3.98	T83	3.8	4.3	
T38	3.6	4.1	3.78	T84	3.6	4.1	4.15
T39	3.6	4.1	3.98	T85	3.84	4.4	
T40	3.6	4.1	3.78	T86	3.9	4.46	4.1
T41	3.6	4.1	3.98	T87	3.9	4.46	4.12
T42+43	3.5	4	3.84	T88	3.9	4.4	4.15

(sumber : Perhitungan)

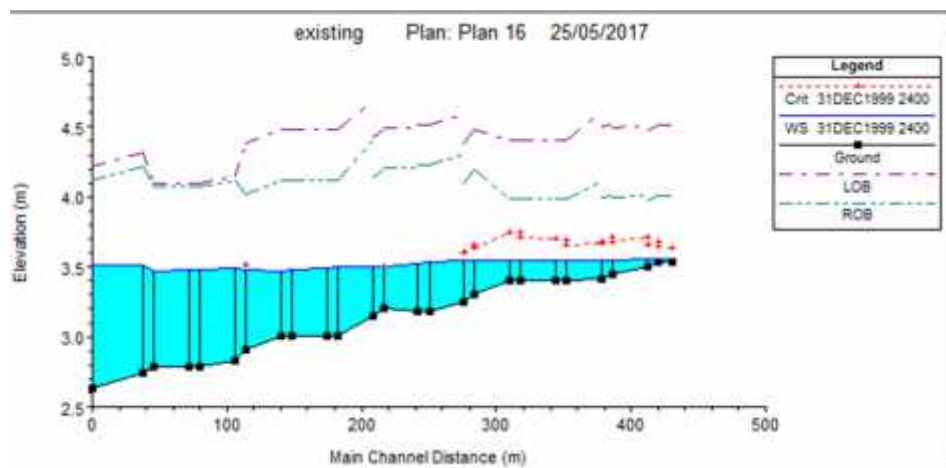
Tabel 4.17 Kondisi Saluran Sekunder

SKENARIO I	
No Saluran	Keterangan
Sekunder 1	Tidak Banjir
Sekunder 2	Banjir
Sekunder 3	Banjir

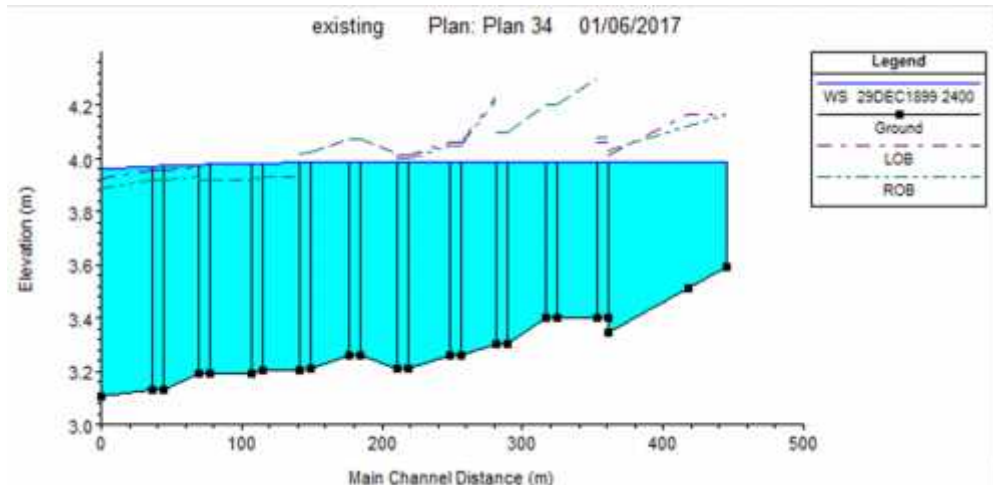
Untuk saluran sekunder pada skenario I mengalami perubahan yang kurang baik di saluran sekunder III. Hal ini dikarenakan saluran sekunder III menerima debit air dari saluran tersier yang semula membuang air ke kali semampir. Kondisi ini yang mendasari pembuatan skenario III, sedangkan skenario II memfokuskan untuk menurunkan muka air di saluran T1 – T44. Meskipun saluran tersier tersebut tidak mengalami *over capacity*, namun saluran sekunder II menerima debit yang cukup besar sehingga meluap. Maka dari itu diperlukan pengaturan arah tersier untuk mengurangi debit air yang diterima saluran sekunder II.

4.1.6.7 Analisa Hidrolika Kondisi Skenario II

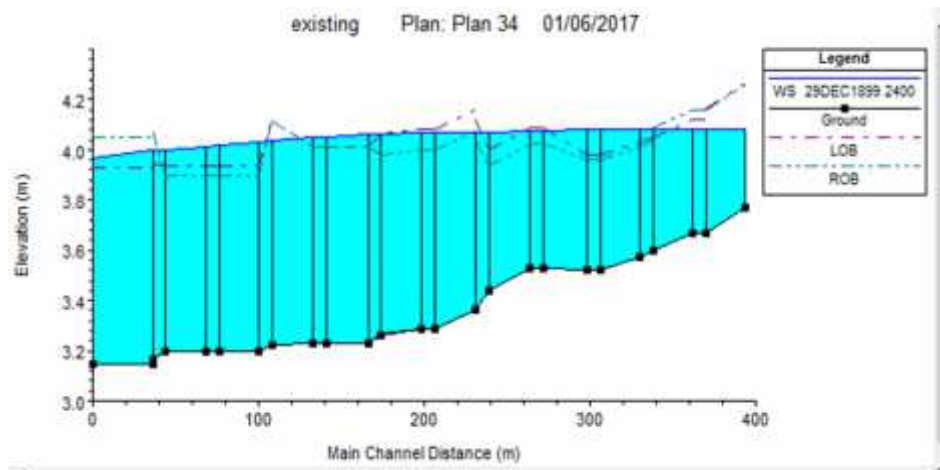
Menggabungkan saluran tersier pada sub das I yang bertujuan agar terjadi distribusi air antara sekunder I dan II merupakan konsep dari simulasi skenario II ini. Berikut ini merupakan profil memanjang saluran setelah dilakukan simulasi dengan HEC-RAS.



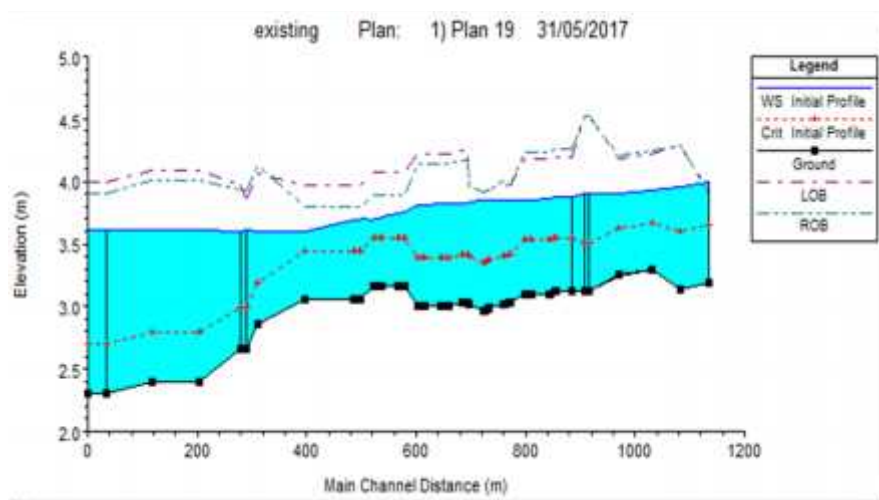
Gambar 4.13 Saluran Sekunder I Kondisi Skenario II



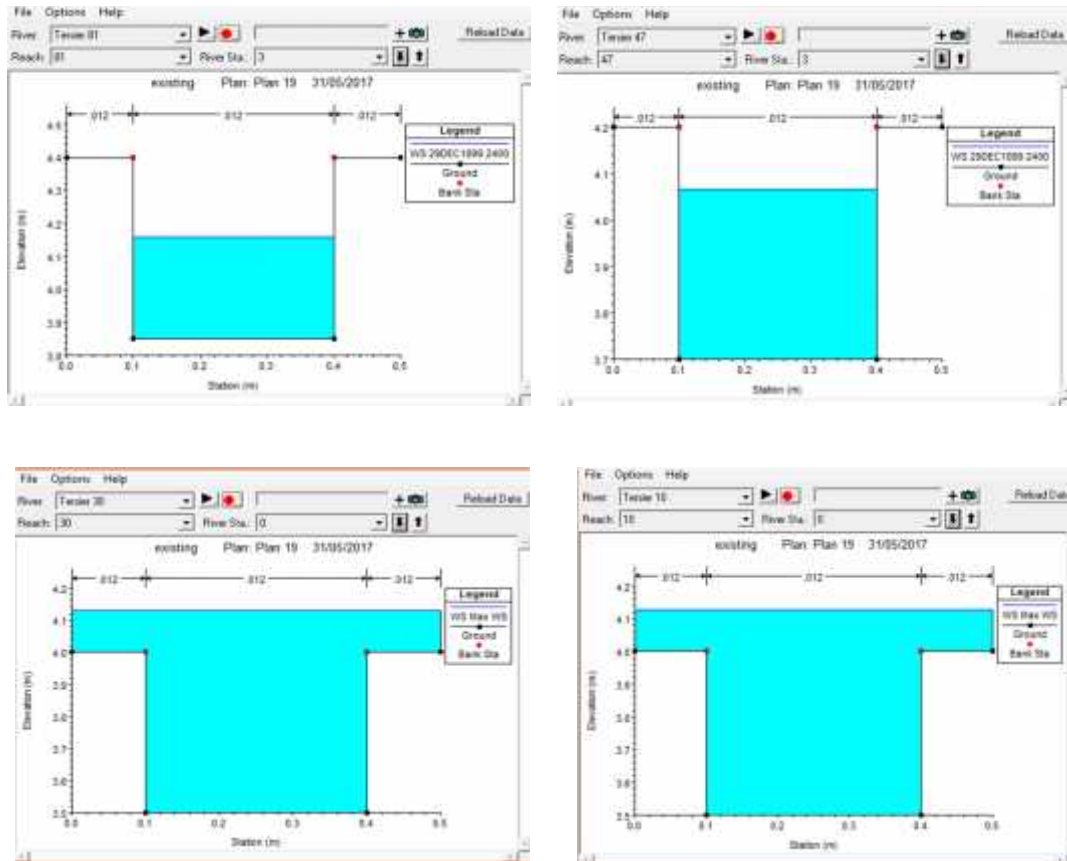
Gambar 4.14 Saluran Sekunder II Kondisi Skenario II



Gambar 4.14 Saluran Sekunder III Kondisi Skenario II



Gambar 4.15 Kali Semampir Kondisi Skenario II



Gambar 4.16 Kondisi Saluran Tersier 80, 48, 30 dan 10

Berdasarkan hasil yang ditunjukkan pada skenario ini tidaklah baik, karena jika diperhatikan pada elevasi dasar saluran sekunder I dan II memiliki perbedaan yang cukup jauh. Saluran sekunder I berelevasi jauh di atas saluran sekunder II, hal ini yang menyebabkan terjadinya penambahan debit pada sekunder II (gambar 4.13) serta pengurangan debit pada sekunder I (gambar 4.12).

Namun akibat dari perpindahan debit Sekunder I ke sekunder II, beberapa saluran tersier yang memiliki elevasi yang rendah turut terkena dampaknya. Sehingga hal ini membuat saluran tersebut tergenang akibat tidak mampu menahan besarnya debit yang diterima.

4.1.6.8 Hasil Permodelan Skenario II dengan Hec-Ras

Setelah dilakukan simulasi terhadap skenario II maka dilakukan pencatatan data elevasi air dari masing-masing saluran tersier. Hal ini dilakukan untuk mencari tinggi air rata-rata dari skenario II yang akan dibandingkan dengan skenario-skenario sebelumnya. Pencatatan data dapat dilihat pada Tabel 4.18.

Tabel 4.18 Tinggi Muka Air Akibat Hujan Periode Ulang 10 Tahun

SKENARIO II				SKENARIO II			
No Saluran	Elevasi dasar Saluran (m)	Elevasi permukaan saluran (m)	Elevasi Air (m)	No Saluran	Elevasi dasar Saluran (m)	Elevasi permukaan saluran (m)	Elevasi Air (m)
T1a	3.6	4.1	4	T44	3.5	4	3.84
T1b	3.6	4.1		T45	3.7	4.2	
T1c	3.6	4.1	3.9	T46	3.7	4.1	4.03
T1d	3.6	4.1		T47	3.7	4.2	
T2	3.5	4	4	T48	3.7	4.2	4.02
T3	3.6	4.1		T49	3.7	4.2	
T4	3.5	4	3.95	T50	3.5	4	4.03
T5	3.6	4.1		T51	3.6	4.1	
T6	3.5	4	4.1	T52	3.5	4	4.05
T7	3.6	4.1		T53	3.6	4.1	
T8	3.5	4	3.9	T54	3.5	4.1	4.11
T9	3.6	4.1		T55	3.54	4.04	
T10	3.5	4	4.1	T56	3.54	4.04	4.09
T11	3.6	4.1		T57	3.9	4.44	
T12	3.5	4	4.2	T58	3.6	4.14	4.18
T13	3.6	4.1		T59	3.9	4.44	
T14	3.5	4	4	T60	3.6	4.14	4.22
T15	3.6	4.1		T61	3.6	4.1	
T16	3.5	4	3.88	T62	3.6	4.1	4.13
T17	3.6	4.1		T63	3.6	4.1	
T18	3.5	4	3.85	T64	3.6	4.1	4.13
T19	3.6	4.1		T65	3.7	4.2	
T20	3.5	4	3.95	T66	3.7	4.2	4.16
T21	3.6	4.1		T67	3.7	4.2	
T22	3.5	4	3.95	T68	3.6	4.1	4.16
T23	3.6	4.1		T69	3.6	4.1	
T24	3.5	4	3.9	T70	3.6	4.1	4.15
T25	3.6	4.1		T71	3.6	4.1	
T26	3.5	4	3.9	T72	3.6	4.1	4.15
T27	3.6	4.1		T73	3.7	4.2	
T28	3.5	4	3.9	T74	3.6	4.1	4.16
T29	3.6	4.1		T75	3.7	4.2	
T30	3.5	4	3.85	T76	3.6	4.1	4.15
T31	3.6	4.1		T77	3.7	4.2	
T32	3.5	4	3.9	T78	3.6	4.1	4.14
T33	3.6	4.1		T79	3.8	4.3	
T34	3.5	4	3.8	T80	3.6	4.1	4.15
T35	3.6	4.1		T81	3.84	4.4	
T36	3.6	4.1	3.8	T82	3.6	4.1	4.16
T37	3.5	4		T83	3.8	4.3	
T38	3.6	4.1	3.9	T84	3.6	4.1	4.15
T39	3.6	4.1		T85	3.84	4.4	
T40	3.6	4.1	4	T86	3.9	4.46	4.1
T41	3.6	4.1		T87	3.9	4.46	4.12
T42+43	3.5	4	3.95	T88	3.9	4.4	4.15

(sumber : Perhitungan)

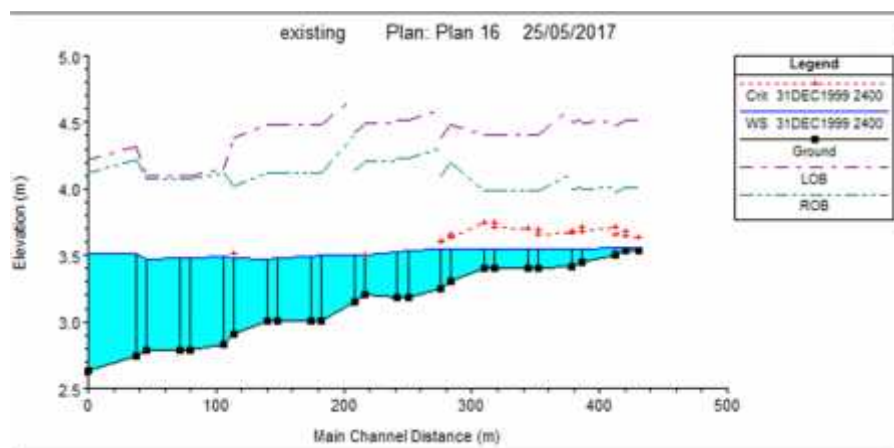
Tabel 4.19 Kondisi Saluran Sekunder

SKENARIO II	
No Saluran	Keterangan
Sekunder 1	Tidak Banjir
Sekunder 2	Banjir
Sekunder 3	Banjir

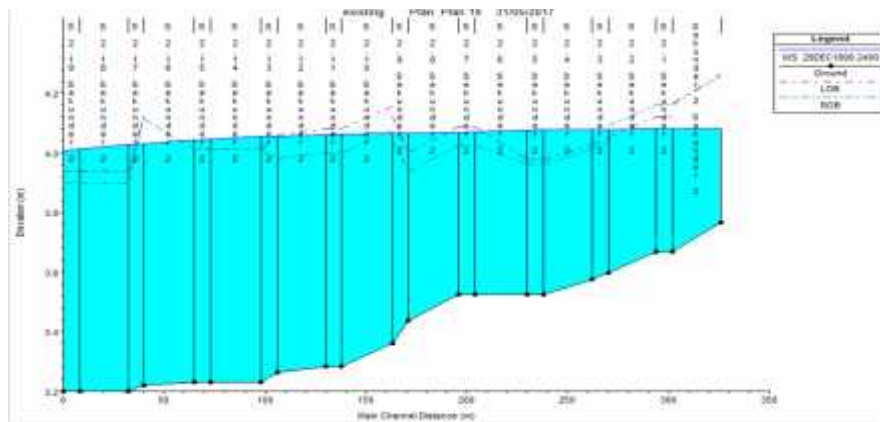
Berdasarkan tabel 4.19 bahwa saluran sekunder masih berada dalam kondisi tergenang air. Namun saluran sekunder I sebaliknya, justru mengalami penurunan debit sehingga muka air semakin jauh dari permukaan penampang. Kondisi demikian merupakan dasar dari penerapan skenario IV.

4.1.6.9 Analisa Hidrolika Kondisi Skenario III

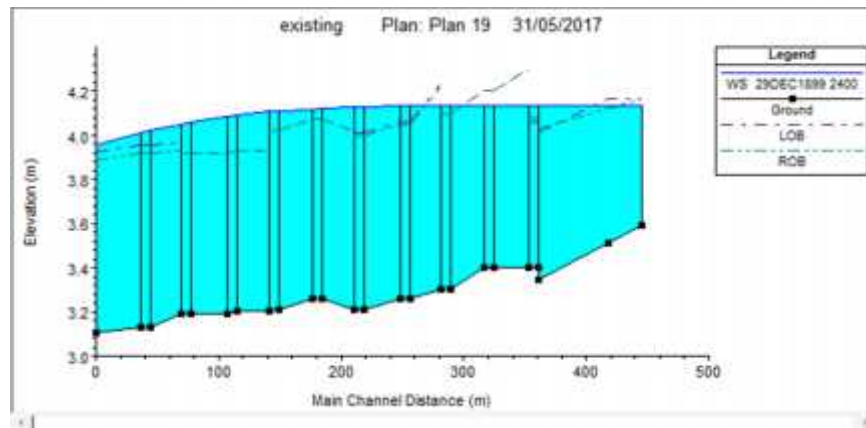
Skenario III ini dilakukan dengan menambah sebuah saluran sekunder IV. Tujuan dari saluran ini untuk menerima buangan air dari saluran yang berwarna hijau pada tabel 4.22. maksud dari penambahan saluran ini mengacu pada kondisi skenario I agar saluran sekunder III tidak menerima debit dalam jumlah yang besar.



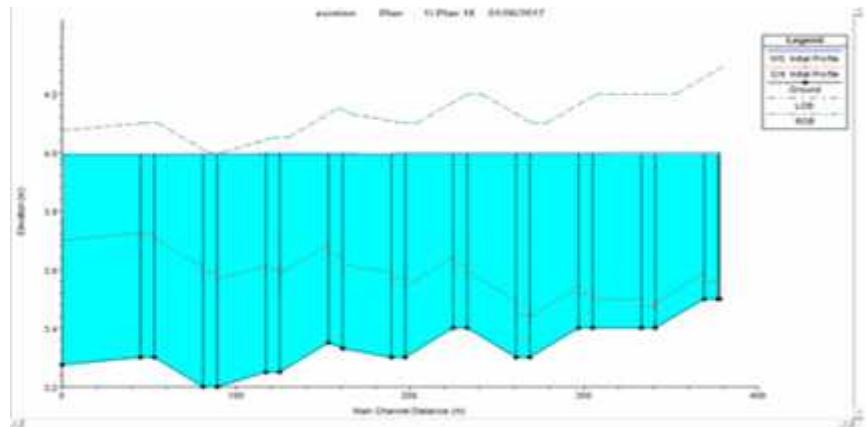
Gambar 4.17 Saluran Sekunder I kondisi Skenario III



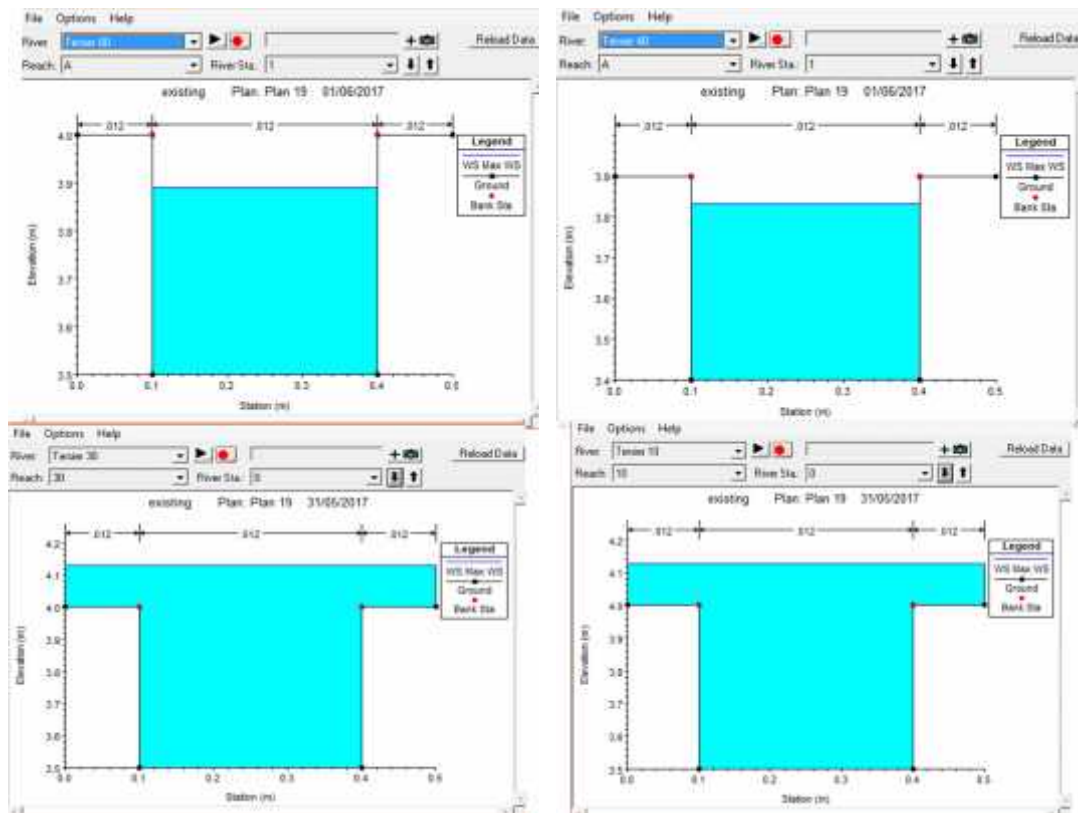
Gambar 4.18 Saluran Sekunder II kondisi Skenario III



Gambar 4.18 Saluran Sekunder III kondisi Skenario III



Gambar 4.18 Saluran Sekunder IV kondisi Skenario III



Gambar 4.19 Kondisi Saluran Tersier 80, 48, 30 dan 10

Untuk simulasi skenario III memfokuskan kepada saluran tersier pada sub II, dengan harapan dapat menurunkan muka air tersier pada sub II dengan tidak menambah muka air pada sekunder III. Skenario ini dilakukan dengan memberi 1 saluran tambahan yang dinamakan Sekunder IV (gambar 4.19). saluran sekunder IV berfungsi sebagai saluran yang menerima air buangan dari Tersier sub II yang semula memiliki *downstream* pada kali semampir bagian hulu. Skema ini cukup efektif terlihat pada gambar 4.19 tersier 80 dan 48 mengalami penurunan.

4.1.6.10 Hasil Permodelan Skenario III dengan Hec-Ras

Setelah dilakukan simulasi terhadap skenario III maka dilakukan pencatatan data elevasi air dari masing-masing saluran tersier. Hal ini dilakukan untuk mencari tinggi air rata-rata dari skenario III yang akan dibandingkan dengan skenario-skenario sebelumnya. Pencatatan data dapat dilihat pada Tabel 4.20.

Tabel 4.20 Tinggi Muka Air Akibat Hujan Periode Ulang 10 Tahun

SKENARIO III				SKENARIO III			
No Saluran	Elevasi dasar Saluran (m)	Elevasi permukaan saluran (m)	Elevasi Air (m)	No Saluran	Elevasi dasar Saluran (m)	Elevasi permukaan saluran (m)	Elevasi Air (m)
T1a	3.6	4.1	4	T44	3.5	4	4.16
T1b	3.6	4.1		T45	3.7	4.2	3.93
T1c	3.6	4.1	3.9	T46	3.7	4.1	3.99
T1d	3.6	4.1		T47	3.7	4.2	3.85
T2	3.5	4	4	T48	3.7	4.2	3.98
T3	3.6	4.1		T49	3.7	4.2	3.9
T4	3.5	4	3.95	T50	3.5	4	3.99
T5	3.6	4.1		T51	3.6	4.1	3.8
T6	3.5	4	4.1	T52	3.5	4	3.98
T7	3.6	4.1		T53	3.6	4.1	3.77
T8	3.5	4	3.9	T54	3.5	4.1	3.97
T9	3.6	4.1		T55	3.54	4.04	3.78
T10	3.5	4	4.1	T56	3.54	4.04	3.98
T11	3.6	4.1		T57	3.9	4.44	4.2
T12	3.5	4	4.2	T58	3.6	4.14	3.88
T13	3.6	4.1		T59	3.9	4.44	4.2
T14	3.5	4	4	T60	3.6	4.14	3.89
T15	3.6	4.1		T61	3.6	4.1	3.82
T16	3.5	4	3.88	T62	3.6	4.1	3.97
T17	3.6	4.1		T63	3.6	4.1	3.82
T18	3.5	4	3.85	T64	3.6	4.1	3.97
T19	3.6	4.1		T65	3.7	4.2	4.1
T20	3.5	4	3.95	T66	3.7	4.2	3.97
T21	3.6	4.1		T67	3.7	4.2	3.9
T22	3.5	4	3.95	T68	3.6	4.1	3.97
T23	3.6	4.1		T69	3.6	4.1	3.83
T24	3.5	4	3.9	T70	3.6	4.1	3.97
T25	3.6	4.1		T71	3.6	4.1	3.83
T26	3.5	4	3.9	T72	3.6	4.1	3.97
T27	3.6	4.1		T73	3.7	4.2	3.9
T28	3.5	4	3.9	T74	3.6	4.1	3.92
T29	3.6	4.1		T75	3.7	4.2	3.94
T30	3.5	4	3.85	T76	3.6	4.1	3.97
T31	3.6	4.1		T77	3.7	4.2	3.99
T32	3.5	4	3.9	T78	3.6	4.1	3.97
T33	3.6	4.1		T79	3.8	4.3	3.98
T34	3.5	4	3.9	T80	3.6	4.1	3.97
T35	3.6	4.1		T81	3.84	4.4	4.2
T36	3.6	4.1	4	T82	3.6	4.1	3.97
T37	3.5	4		T83	3.8	4.3	4.1
T38	3.6	4.1	4.05	T84	3.6	4.1	3.97
T39	3.6	4.1		T85	3.84	4.4	4.01
T40	3.6	4.1	4.05	T86	3.9	4.46	4.3
T41	3.6	4.1		T87	3.9	4.46	4.2
T42+43	3.5	4	4	T88	3.9	4.4	4.07

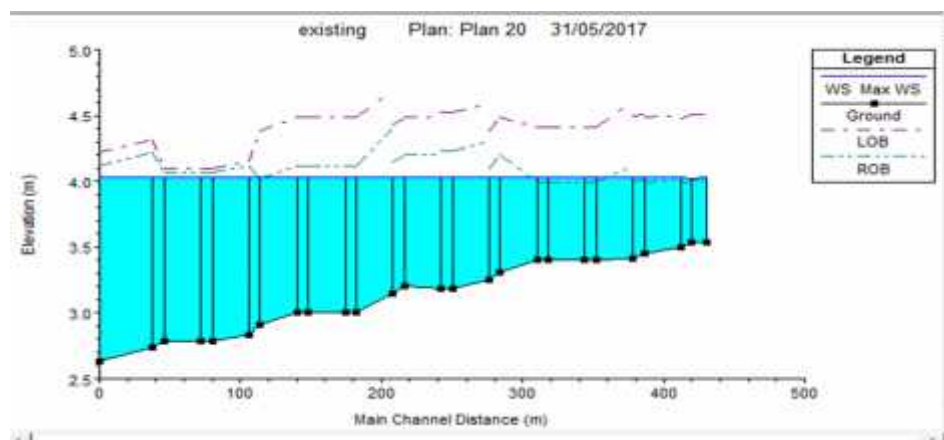
Tabel 4.21 Kondisi Saluran Sekunder

SKENARIO III	
No Saluran	Keterangan
Sekunder 1	Tidak Banjir
Sekunder 2	Banjir
Sekunder 3	Banjir
Sekunder 4	Tidak Banjir

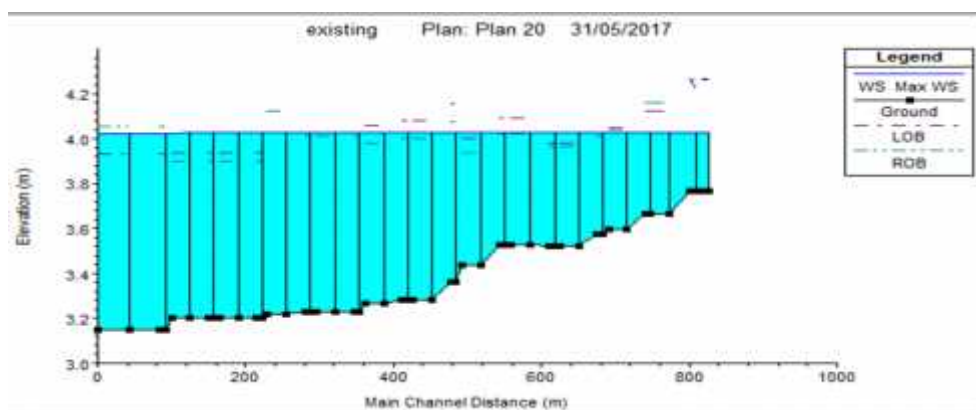
Berdasarkan tabel 4.21 terlihat bahwa skenario ini tidak mampu menurunkan muka air pada sekunder III sehingga kondisinya masih meluap. Maka langkah terakhir adalah menjalankan skenario IV guna menghilangkan luapan yang ada di sekunder II.

4.1.6.11 Analisa Hidrolika Skenario IV

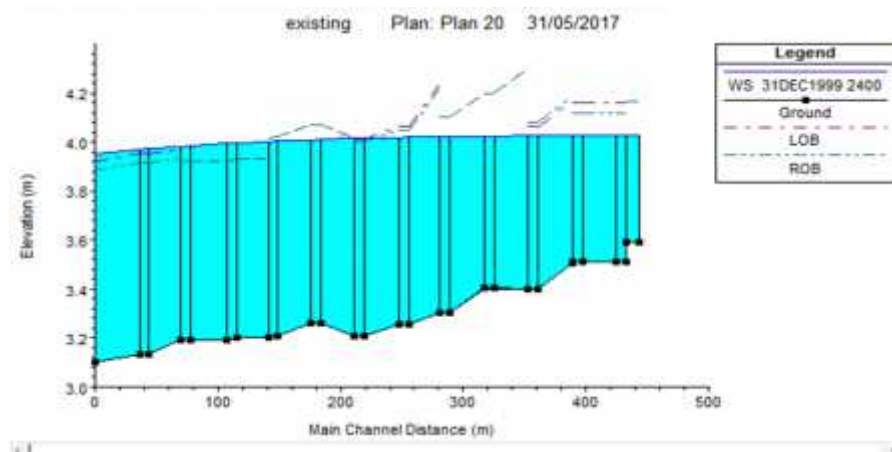
Skenario IV merupakan skema terakhir dalam pengupayaan terhadap saluran tersier untuk menghilangkan genangan pada kawasan perumahan Pepelegi Indah waru Sidoarjo. Pada skema ini dilakukan dengan melanjutkan skema pada Skenario III dengan menambah sebuah saluran sekunder V . saluran ini menerima buangan dari saluran sekunder II dan juga saluran Tersier 1 – 33.



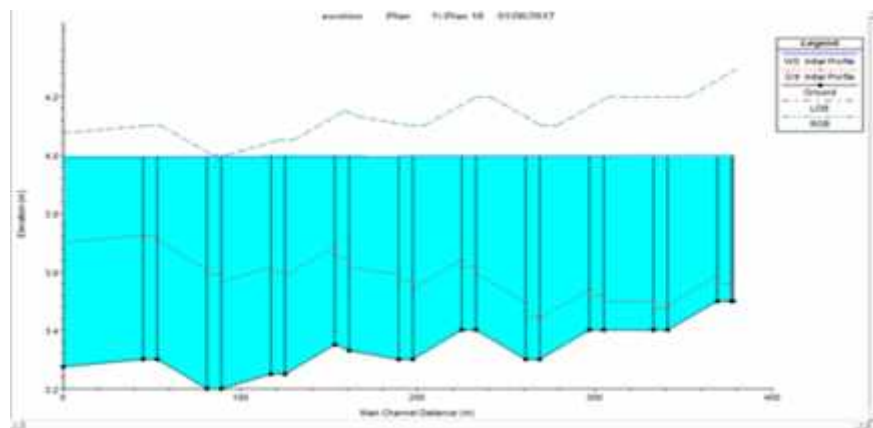
Gambar 4.20 Saluran Sekunder I kondisi Skenario IV



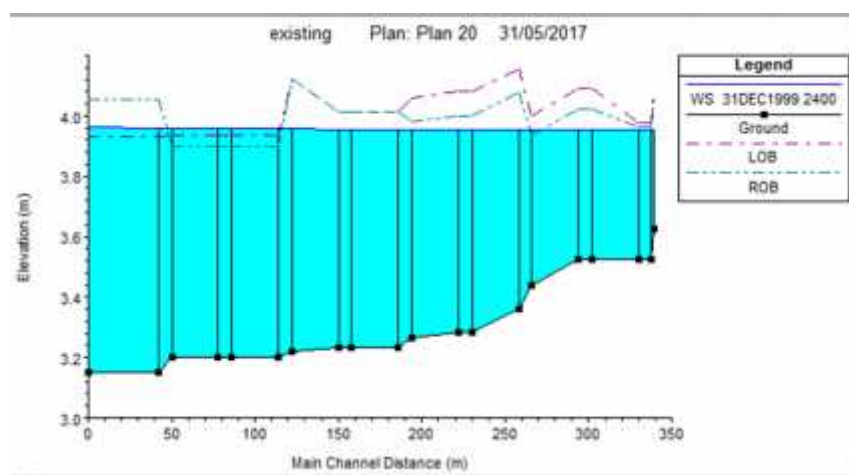
Gambar 4.21 Saluran Sekunder II Kondisi Skenario IV



Gambar 4.22 Saluran Sekunder III Kondisi Skenario IV



Gambar 4.23 Saluran Sekunder IV Kondisi Skenario IV



Gambar 4.24 Saluran Sekunder V Kondisi Skenario IV

4.1.6.12 Hasil Permodelan Skenario IV dengan Hec-Ras

Setelah dilakukan simulasi terhadap skenario IV maka dilakukan pencatatan data elevasi air dari masing-masing saluran tersier. Hal ini dilakukan untuk mencari tinggi air rata-rata dari skenario IV yang akan dibandingkan dengan skenario-skenario sebelumnya. Pencatatan data dapat dilihat pada Tabel 4.22.

Tabel 4.22 Tinggi Muka Air Akibat Hujan Periode Ulang 10 Tahun

SKENARIO IV				SKENARIO IV			
No Saluran	Elevasi dasar Saluran (m)	Elevasi permukaan saluran (m)	Elevasi Air (m)	No Saluran	Elevasi dasar Saluran (m)	Elevasi permukaan saluran (m)	Elevasi Air (m)
T1a	3.6	4.1	3.82	T44	3.5	4	4.16
T1b	3.6	4.1	3.82	T45	3.7	4.2	3.93
T1c	3.6	4.1	3.8	T46	3.7	4.1	3.99
T1d	3.6	4.1	3.8	T47	3.7	4.2	3.85
T2	3.5	4	3.78	T48	3.7	4.2	3.98
T3	3.6	4.1	3.88	T49	3.7	4.2	3.9
T4	3.5	4	3.8	T50	3.5	4	3.99
T5	3.6	4.1	3.88	T51	3.6	4.1	3.8
T6	3.5	4	3.78	T52	3.5	4	3.98
T7	3.6	4.1	3.9	T53	3.6	4.1	3.77
T8	3.5	4	3.84	T54	3.5	4.1	3.97
T9	3.6	4.1	3.9	T55	3.54	4.04	3.78
T10	3.5	4	3.84	T56	3.54	4.04	3.98
T11	3.6	4.1	3.92	T57	3.9	4.44	4.2
T12	3.5	4	3.84	T58	3.6	4.14	3.88
T13	3.6	4.1	3.92	T59	3.9	4.44	4.2
T14	3.5	4	3.82	T60	3.6	4.14	3.89
T15	3.6	4.1	3.96	T61	3.6	4.1	3.82
T16	3.5	4	3.82	T62	3.6	4.1	3.97
T17	3.6	4.1	3.94	T63	3.6	4.1	3.82
T18	3.5	4	3.82	T64	3.6	4.1	3.97
T19	3.6	4.1	3.94	T65	3.7	4.2	4.1
T20	3.5	4	3.82	T66	3.7	4.2	3.97
T21	3.6	4.1	3.96	T67	3.7	4.2	3.9
T22	3.5	4	3.82	T68	3.6	4.1	3.97
T23	3.6	4.1	3.96	T69	3.6	4.1	3.83
T24	3.5	4	3.82	T70	3.6	4.1	3.97
T25	3.6	4.1	3.98	T71	3.6	4.1	3.83
T26	3.5	4	3.82	T72	3.6	4.1	3.97
T27	3.6	4.1	3.96	T73	3.7	4.2	3.9
T28	3.5	4	3.82	T74	3.6	4.1	3.92
T29	3.6	4.1	3.98	T75	3.7	4.2	3.94
T30	3.5	4	3.82	T76	3.6	4.1	3.97
T31	3.6	4.1	4	T77	3.7	4.2	3.99
T32	3.5	4	3.74	T78	3.6	4.1	3.97
T33	3.6	4.1	3.98	T79	3.8	4.3	3.98
T34	3.5	4	3.7	T80	3.6	4.1	3.97
T35	3.6	4.1		T81	3.84	4.4	4.2
T36	3.6	4.1	3.8	T82	3.6	4.1	3.97
T37	3.5	4		T83	3.8	4.3	4.1
T38	3.6	4.1	3.9	T84	3.6	4.1	3.97
T39	3.6	4.1		T85	3.84	4.4	4.01
T40	3.6	4.1	4	T86	3.9	4.46	4.3
T41	3.6	4.1		T87	3.9	4.46	4.2
T42+43	3.5	4	3.95	T88	3.9	4.4	4.07

(sumber : Perhitungan)

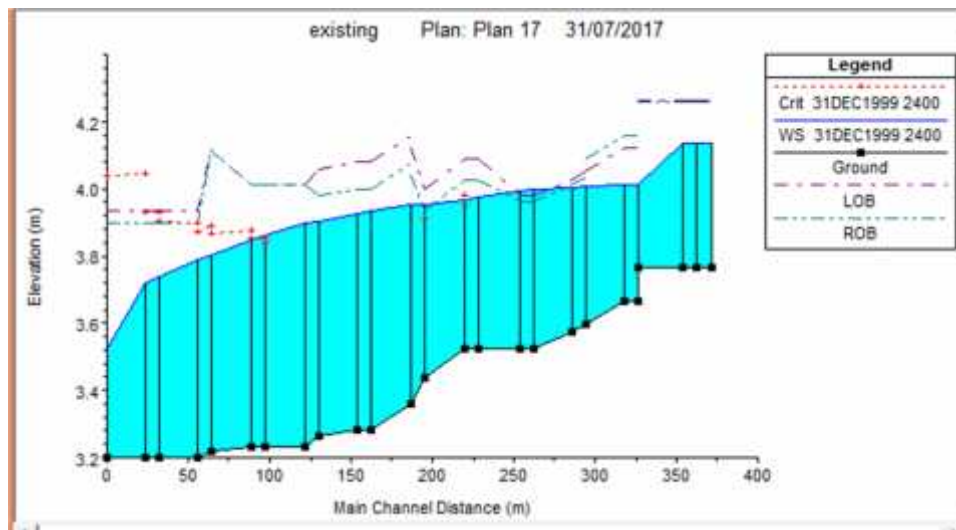
Tabel 4.23 Kondisi Saluran Sekunder

SKENARIO IV	
No Saluran	Keterangan
Sekunder 1	Tidak Banjir
Sekunder 2	Banjir
Sekunder 3	Banjir
Sekunder 4	Tidak Banjir
Sekunder 5	Tidak Banjir

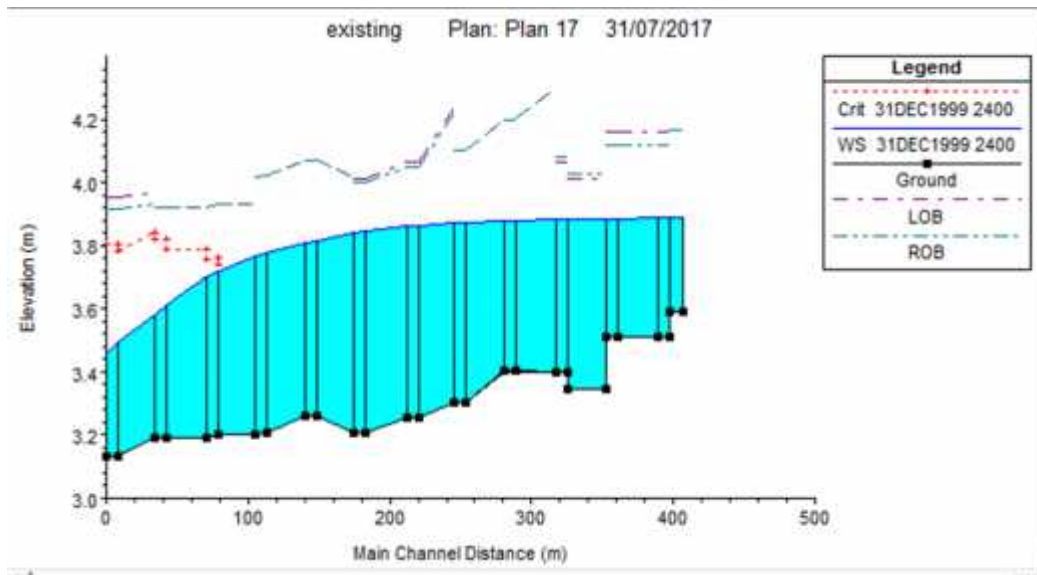
Dalam tabel 4.23 terlihat bahwa kondisi saluran sekunder II dan III masih berada ada kondisi banjir. Hal ini merupakan kelemahan dari skenario IV namun skenario IV merupakan skenario dengan penurunan muka air tersier yang cukup baik dibandingkan dengan skenario-skenario sebelumnya.

4.1.6.13 Analisa Hidrolika Skenario V

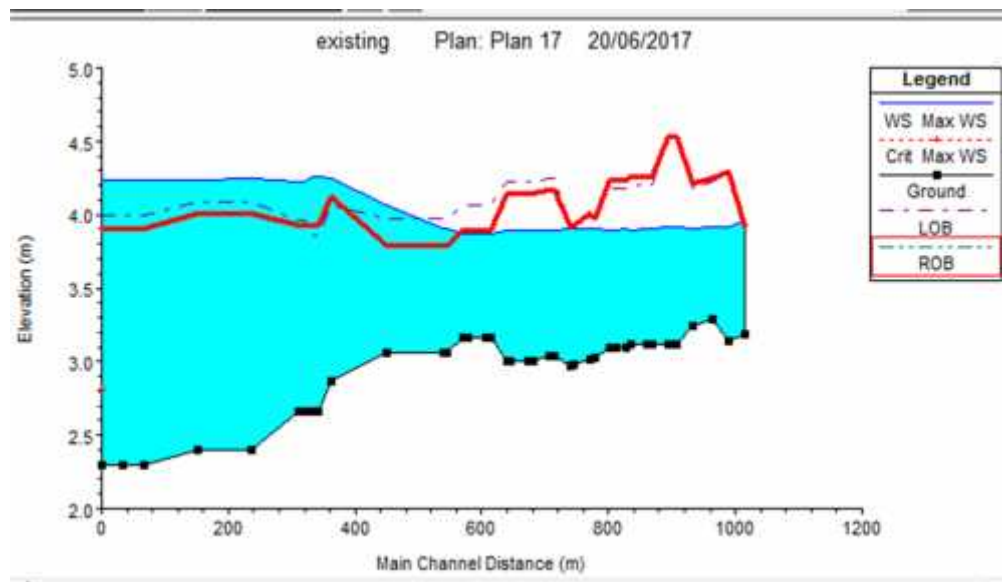
Skenario V merupakan skenario lanjutan yang bertujuan untuk mensimulasikan bentuk dari pemasangan pompa air banjir pada saluran sekunder II dan III. Skenario ini disimulasikan dengan memutus semua arah buangan saluran drainase yang ada pada Perum Pepelegi menuju Kali Semampir. Dengan demikian seluruh saluran tersier akan membuang semua air ke saluran sekunder II dan III yang selanjutnya akan di pompa menuju ke Kali Semampir.



Gambar 4.25 Saluran Sekunder II Kondisi Skenario V



Gambar 4.26 Saluran Sekunder III Kondisi Skenario V



Gambar 4.27 Kali Semampir Kondisi Skenario V

Gambar diatas merupakan profil memanjang dari saluran-saluran yang menjadi parameter keberhasilan skenario ini. Berdasarkan gambar 4.25 dan 4.26 elevasi muka air saluran tersebut sudah berada pada kondisi aman, justru sebaliknya kali semampir mengalami perubahan dibagian hilir.

4.1.6.14 Hasil Permodelan Skenario V dengan Hec-Ras

Pada skenario V tinggi muka air disimulasikan dengan hujan periode ulang 10 tahun dengan memanfaatkan pemasangan 2 buah pompa banjir. Pompa yang dipilih merupakan pompa khusus yang meruakan pompa banjir dengan debit yang dihasilkan 1.1 m³/det. Hasil simulasi dapat dilihat pada tabel 4.24 dibawah ini.

Tabel 4.24 Tinggi Muka Air Akibat Hujan Periode Ulang 10 Tahun

SKENARIO V				SKENARIO V			
No Saluran	Elevasi dasar Saluran (m)	Elevasi permukaan saluran (m)	Elevasi Air (m)	No Saluran	Elevasi dasar Saluran (m)	Elevasi permukaan saluran (m)	Elevasi Air (m)
T1a	3.6	4.1	3.8	T44	3.5	4	3.65
T1b	3.6	4.1		T45	3.7	4.2	
T1c	3.6	4.1	3.9	T46	3.7	4.1	3.8
T1d	3.6	4.1		T47	3.7	4.2	
T2	3.5	4	3.8	T48	3.7	4.2	3.85
T3	3.6	4.1		T49	3.7	4.2	
T4	3.5	4	3.7	T50	3.5	4	3.85
T5	3.6	4.1		T51	3.6	4.1	
T6	3.5	4	3.8	T52	3.5	4	3.8
T7	3.6	4.1		T53	3.6	4.1	
T8	3.5	4	3.7	T54	3.5	4.1	3.9
T9	3.6	4.1		T55	3.54	4.04	
T10	3.5	4	3.8	T56	3.54	4.04	3.92
T11	3.6	4.1		T57	3.9	4.44	
T12	3.5	4	3.8	T58	3.6	4.14	3.95
T13	3.6	4.1		T59	3.9	4.44	
T14	3.5	4	3.8	T60	3.6	4.14	4
T15	3.6	4.1		T61	3.6	4.1	
T16	3.5	4	3.76	T62	3.6	4.1	3.9
T17	3.6	4.1		T63	3.6	4.1	
T18	3.5	4	3.7	T64	3.6	4.1	3.85
T19	3.6	4.1		T65	3.7	4.2	
T20	3.5	4	3.8	T66	3.7	4.2	3.9
T21	3.6	4.1		T67	3.7	4.2	
T22	3.5	4	3.8	T68	3.6	4.1	3.75
T23	3.6	4.1		T69	3.6	4.1	
T24	3.5	4	3.85	T70	3.6	4.1	3.8
T25	3.6	4.1		T71	3.6	4.1	
T26	3.5	4	3.85	T72	3.6	4.1	3.95
T27	3.6	4.1		T73	3.7	4.2	
T28	3.5	4	3.85	T74	3.6	4.1	3.85
T29	3.6	4.1		T75	3.7	4.2	
T30	3.5	4	3.7	T76	3.6	4.1	3.9
T31	3.6	4.1		T77	3.7	4.2	
T32	3.5	4	3.9	T78	3.6	4.1	3.91
T33	3.6	4.1		T79	3.8	4.3	
T34	3.5	4	3.8	T80	3.6	4.1	3.94
T35	3.6	4.1		T81	3.84	4.4	
T36	3.6	4.1	3.8	T82	3.6	4.1	3.9
T37	3.5	4		T83	3.8	4.3	
T38	3.6	4.1	3.8	T84	3.6	4.1	3.9
T39	3.6	4.1		T85	3.84	4.4	
T40	3.6	4.1	3.8	T86	3.9	4.46	4
T41	3.6	4.1		T87	3.9	4.46	4.1
T42+43	3.5	4	3.9	T88	3.9	4.4	4.2

(Sumber : Perhitungan)

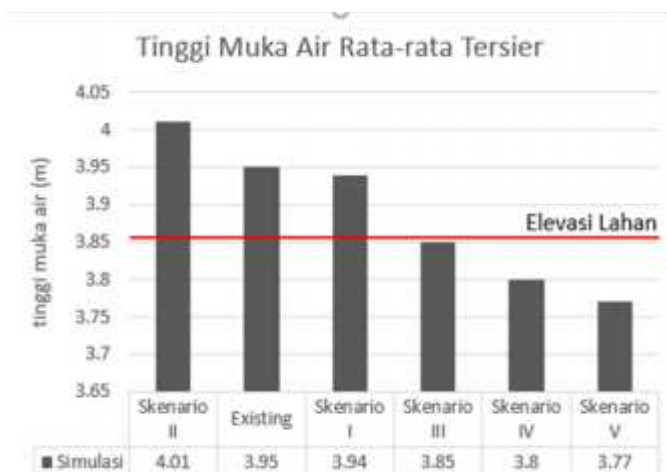
Tabel 4.25 Kondisi Saluran Sekunder dan Semampir

SKENARIO V	
No Saluran	Keterangan
Sekunder 2	Tidak Banjir
Sekunder 3	Tidak Banjir
Kali Semampir	Banjir di Hilir

Berdasarkan hasil simulasi skenario V dengan pemasangan dua buah pompa banjir dapat disimpulkan bahwa skenario ini berhasil menurunkan bangkai menghilangkan genangan banjir. Baik genangan banjir di tersier maupun di saluran sekunder. Namun skenario ini memiliki kelemahan yaitu pada Kali Semampir yang menerima buangan pompa tersebut mengalami kenaikan muka air pada bagian Hilir melebihi tinggi jagaan saluran tersebut yang menyebabkan banjir di bagian hilir. Debit pompa yang besar dipilih sebelumnya juga merupakan penyebab tingginya muka air Kali Semampir akibat pembuangan pompa. Hal ini disebabkan karena tidak terdapatnya lahan yang cukup untuk pembuatan kolam tampung sehingga debit air sekunder harus secepat dan semaksimal mungkin dibuang agar tidak terjadi luapan banjir.

4.1.6.15 Kesimpulan Hasil Permodelan Tiap-Tiap Skenario

Berdasarkan hasil skenario I sampai dengan skenario V dapat disimpulkan sebuah hasil dengan melihat pengurangan tinggi muka air pada tiap saluran tersier. Dalam hal ini untuk mendapatkan persentase keseluruhan dilakukan dengan menghitung rata-rata persentase muka air seluruh saluran tersier. Setelah menghitung rata-rata persentase maka dibandingkan antara hasil mulai dari existing sampai dengan skenario V.



Gambar 4.28 Elevasi Rata-rata Muka Air Saluran Tersier

Terlihat pada gambar 4.25 bahwa skenario III, IV dan V merupakan skenario yang berhasil menurunkan elevasi muka air dibawah elevasi rata-rata lahan. Jika di tinjau dari nilai keberhasilan menurunkan elevasi muka air, skenario V menunjukkan hasil yang paling baik dalam menurunkan elevasi muka air saluran tersier. Hal ini ditunjukkan dengan melihat elevasi muka air skenario V lebih rendah dari skenario III dan IV. kondisi perubahan elevasi muka air untuk masing-masing skenario dapat digambarkan pada Tabel 4.26 dibawah ini.

Tabel 4.26 Penurunan elevasi muka air terhadap kondisi existing.

	Elevasi Existing (a) [m]	Elevasi Skenario (b) [m]	(a)-(b) [m]
Skenario I	3.95	3.94	0.01
Skenario II	3.95	4.01	-0.06
Skenario III	3.95	3.85	0.1
Skenario IV	3.95	3.8	0.15
Skenario V	3.95	3.77	0.18

(sumber : perhitungan)

Tabel diatas menunjukkan bahwa skenario V merupakan skenario terbaik dalam menurunkan elevasi muka air sebesar 0.18 m, sedangkan skenario II merupakan skenario terburuk dalam menurunkan muka air dikarenakan pasca skenario dilakukan justru muka air mengalami kenaikan sebesar 0.06 m dari kondisi existingnya.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB V

KESIMPULAN

5.1 Kesimpulan

Dari hasil analisa dapat disimpulkan bahwa :

1. Hasil analisa kondisi eksisting saluran drainase Perumahan Pepelegi Indah untuk saluran tersier menunjukkan bahwa saluran-saluran yang ada tersebut bukanlah satu-satunya parameter penyebab terjadinya genangan. Namun tingginya muka air pada kali semampir merupakan penyebab terjadinya luapan akibat dari *backwater* kali semampir yang membuat saluran sekunder dan tersier terkena dampaknya.
2. Melihat pada hasil skenario I sampai IV, pengaturan arah tersier telah mampu menurunkan tinggi muka air. Hal ini dikarenakan pengaturan arah tersier dilakukan dengan beberapa cara diantaranya memutus hubungan terhadap Kali Semampir. Namun pada skenario I sampai IV masih belum mampu menurunkan muka air pada saluran Sekunder II dan III.
3. Upaya yang dilakukan dalam mengatasi *backwater* Kali Semampir adalah memutus semua *junction* dari saluran sekunder II dan sekunder III serta keseluruhan dari saluran tersier membuang air ke saluran sekunder. Berdasarkan pemikiran ini dikembangkan dan dilakukan menjadi simulasi skenario ke V. pada Skenario V ini diharapkan tidak ada *backwater* dari Kali Semampir. Air buangan perumahan yang terkumpul di saluran Sekunder II dan III akan dipompa secara berkala dengan 1 buah pompa pada masing-masing hilir saluran sekunder.
4. Jika dilihat dari skenario I sampai dengan skenario V, maka skenario IV dan V adalah skenario terbaik. Masing-masing skenario ini memiliki kelebihan dan kekurangannya yang telah dijelaskan pada bab IV. Namun pilihan untuk menentukan skenario terbaik adalah skenario IV. Pemilihan ini dikarenakan skenario V akan menimbulkan keresahan masyarakat perihal buangan pompa mengakibatkan bagian hilir Kali Semampir semula tidak tergenang menjadi tergenang air pasca pengoperasian pompa dikala hujan.

5.2 Saran

Berdasarkan kesimpulan – kesimpulan yang telah dikemukakan pada poin sebelumnya, berikut ini disimpulkan beberapa saran sebagai berikut.

1. Dalam penelitian ini simulasi yang dilakukan dengan hujan rencana 10thn, diharapkan penelitian kedepan dapat menggunakan data hujan rencana yang relatif lebih lama.
2. Bilamana dilakukan penelitian serupa diharapkan dapat mempertimbangkan kemungkinan pemasangan Pintu air pada pengaturan saluran tersier serta pemasangan Kolam Tampung jika lahan dapat diupayakan.

DAFTAR PUSTAKA

- Anggrahini, Ir . 2007. *Hidrolika Saluran Terbuka*. Surabaya : Citra Media
- Bambang Triatmodjo. 2008. *Hidrologi Terapan*. Yogyakarta: Beta
- Chow, Ven Te. 1985. *Hidrolika Saluran Terbuka*. Jakarta: Erlangga
- Hydrologic Engineering Center. 2002. **HEC-RAS River Analysis System (User's Manual), US Army Corps of Engineers, Davis, CA.**
- Hydrologic Engineering Center. 2002. **HEC-RAS River Analysis System (Hydraulic Reference Manual), US Army Corps of Engineers, Davis, CA.**
- Imam Subarkah, 1980. *Hidrologi Untuk Bangunan Air*. Bandung : NOVA
- PIMPITS. 2002. *Master Plan ITS 2002*. Surabaya
- Soemarto, CD. 1999. *Hidrologi Teknik*. Jakarta: Erlangga
- Soewarno. 1995. *Hidrologi : Aplikasi Metode Statistik untuk Analisis Data Jilid 1*. Bandung: NOVA
- Soewarno. 1995. *Hidrologi : Aplikasi Metode Statistik untuk Analisis Data Jilid 2*. Bandung: NOVA
- Suripin. 2004. *Sistem Drainase Perkotaan yang Berkelanjutan*. Yogyakarta: Andi

Tabel A. Perhitungan Tata Guna Lahan

Nama Saluran	Tata Guna Lahan										Impervious (%)
	Zona Hunian		Zona Fasilitas Umum		Rumput		Paving		A Total (m²)	CN	
	A	%	A	%	A	%	A	%			
Tersier 1	15305.6	95.23					766.3	4.77	16071.9	80.86	28.58
Tersier 1a	5769.234	88.89					721.2	11.11	6490.4	82.00	33.33
Tersier 1b	4503.864	88.05					611.1	11.95	5115.0	82.15	33.96
Tersier 2	4503.864	79.36					1171.3	20.64	5675.2	83.72	40.48
Tersier 3	5769.234	82.22					1247.6	17.78	7016.8	83.20	38.33
Tersier 4	4543.864	77.31					1333.6	22.69	5877.5	84.08	42.02
Tersier 5	5856.2	82.71					1224.6	17.29	7080.8	83.11	37.97
Tersier 6	4583.864	77.46					1333.6	22.54	5917.5	84.06	41.90
Tersier 7	5856.2	82.71					1224.6	17.29	7080.8	83.11	37.97
Tersier 8	4152.84	78.95					1107.4	21.05	5260.2	83.79	40.79
Tersier 9	5264.6	82.26					1135.4	17.74	6400.0	83.19	38.31
Tersier 10	4152.84	78.95					1107.4	21.05	5260.2	83.79	40.79
Tersier 11	5264.6	82.26					1135.4	17.74	6400.0	83.19	38.31
Tersier 12	5214.28	83.01					1067.5	16.99	6281.8	83.06	37.74
Tersier 13	6414.8	85.00					1132.4	15.00	7547.2	82.70	36.25
Tersier 14	5214.28	83.01					1067.5	16.99	6281.8	83.06	37.74
Tersier 15	6414.8	85.00					1132.4	15.00	7547.2	82.70	36.25
Tersier 16	4457.6	82.72					931.4	17.28	5389.0	83.11	37.96
Tersier 17	5756.6	87.19					846.0	12.81	6602.6	82.31	34.61
Tersier 18	4457.6	82.72					931.4	17.28	5389.0	83.11	37.96
Tersier 19	5756.6	87.19					846.0	12.81	6602.6	82.31	34.61
Tersier 20	5506	85.43					939.4	14.57	6445.4	82.62	35.93
Tersier 21	6843.6	89.44					808.0	10.56	7651.6	81.90	32.92
Tersier 22	5506	85.43					939.4	14.57	6445.4	82.62	35.93
Tersier 23	6843.6	89.44					808.0	10.56	7651.6	81.90	32.92
Tersier 24	5274	86.32					835.6	13.68	6109.6	82.46	35.26
Tersier 25	5494	85.84					906.0	14.16	6400.0	82.55	35.62
Tersier 26	5274	86.32					835.6	13.68	6109.6	82.46	35.26
Tersier 27	5494	85.84					906.0	14.16	6400.0	82.55	35.62
Tersier 28	5274	84.34					979.6	15.66	6253.6	82.82	36.75
Tersier 29	6178.8	87.64					871.4	12.36	7050.2	82.22	34.27
Tersier 30	5274	84.34					979.6	15.66	6253.6	82.82	36.75
Tersier 31	6178.8	87.64					871.4	12.36	7050.2	82.22	34.27
Tersier 32	5484	83.44					1088.4	16.56	6572.4	82.98	37.42
Tersier 33	6174.2	85.98					1006.6	14.02	7180.8	82.52	35.51
Tersier 34	5484	83.44					1088.4	16.56	6572.4	82.98	37.42
Tersier 35	6174.2	85.98					1006.6	14.02	7180.8	82.52	35.51
Tersier 36	5326.28	81.39					1218.1	18.61	6544.4	83.35	38.96
Tersier 37	6326.4	86.33					1001.5	13.67	7327.9	82.46	35.25
Tersier 38	5326.28	81.39					1218.1	18.61	6544.4	83.35	38.96
Tersier 39	6326.4	86.31					1003.4	13.69	7329.8	82.46	35.27
Tersier 40	4778.84	83.56					940.0	16.44	5718.8	82.96	37.33

Lanjutan Tabel A. Perhitungan Tata Guna Lahan

Tersier 41	5412.4	85.88					889.6	14.12	6302.0	82.54	35.59
Tersier 42	4778.84	83.56					940.0	16.44	5718.8	82.96	37.33
Tersier 43	5412.4	85.88					889.6	14.12	6302.0	82.54	35.59
Tersier 44	13898.4	73.42			2420.8	12.78898	2609.6	13.79	18928.8	82.35	32.14
Tersier 45	6912.24	82.78					1438.0	17.22	8350.2	83.10	37.92
Tersier 46	4628	82.60					974.8	17.40	5602.8	83.13	38.05
Tersier 47	8787.36	88.63					1127.5	11.37	9914.9	82.05	33.53
Tersier 48	7120	88.05					966.0	11.95	8086.0	82.15	33.96
Tersier 49	8787.36	88.63					1127.5	11.37	9914.9	82.05	33.53
Tersier 50	7120	88.05					966.0	11.95	8086.0	82.15	33.96
Tersier 51	10490.8	90.74					1070.0	9.26	11560.8	81.67	31.94
Tersier 52	7652.4	89.67					881.4	10.33	8533.8	81.86	32.75
Tersier 53	10490.8	90.74					1070.0	9.26	11560.8	81.67	31.94
Tersier 54	7652.4	89.67					881.4	10.33	8533.8	81.86	32.75
Tersier 55	8545.2	88.27					1135.8	11.73	9681.0	82.11	33.80
Tersier 56	6372	88.57					822.6	11.43	7194.6	82.06	33.58
Tersier 57	8545.2	88.27					1135.8	11.73	9681.0	82.11	33.80
Tersier 58	6372	88.57					822.6	11.43	7194.6	82.06	33.58
Tersier 59	11268.44	90.57					1173.6	9.43	12442.0	81.70	32.07
Tersier 60	6185.2	86.65					952.6	13.35	7137.8	82.40	35.01
Tersier 61	11268.44	90.57					1173.6	9.43	12442.0	81.70	32.07
Tersier 62	6185.2	86.65					952.6	13.35	7137.8	82.40	35.01
Tersier 63	8658.88	87.76					1208.0	12.24	9866.9	82.20	34.18
Tersier 64	5524.4	88.96					685.4	11.04	6209.8	81.99	33.28
Tersier 65	8658.88	87.76					1208.0	12.24	9866.9	82.20	34.18
Tersier 66	5524.4	88.96					685.4	11.04	6209.8	81.99	33.28
Tersier 67	11029.6	90.97					1094.8	9.03	12124.4	81.63	31.77
Tersier 68	5410.8	88.74					686.8	11.26	6097.6	82.03	33.45
Tersier 69	11029.6	90.97					1094.8	9.03	12124.4	81.63	31.77
Tersier 70	5410.8	88.74					686.8	11.26	6097.6	82.03	33.45
Tersier 71	8024.8	88.17					1077.0	11.83	9101.8	82.13	33.87
Tersier 72	4106	84.72					740.6	15.28	4846.6	82.75	36.46
Tersier 73	8024.8	88.16					1078.0	11.84	9102.8	82.13	33.88
Tersier 74	4106	84.72					740.6	15.28	4846.6	82.75	36.46
Tersier 75	9984.4	90.22					1082.6	9.78	11067.0	81.76	32.34
Tersier 76			1052.1	58.68			740.8	41.31853	1792.9	87.44	55.99
Tersier 77	2496.1	69.75					1082.6	30.25	3578.7	85.45	47.69
Tersier 78			1052.1	58.68			740.8	41.31853	1792.9	87.44	55.99
Tersier 79	2298.8	64.27					1277.8	35.73	3576.6	86.43	51.80
Tersier 80	954	56.58					732.0	43.42	1686.0	87.81	57.56
Tersier 81	2298.8	64.27					1277.8	35.73	3576.6	86.43	51.80
Tersier 82	954	56.58					732.0	43.42	1686.0	87.81	57.56
Tersier 83	2171.8	67.58					1042.0	32.42	3213.8	85.84	49.32
Tersier 84					726.5	39.17498	1128.0	60.83	1854.5	90.56	60.83
Tersier 85	2171.8	67.58					1042.0	32.42	3213.8	85.84	49.32
Tersier 86	1748.7	53.64					1511.4	46.36	3260.1	88.34	59.77
Tersier 87	1748.7	53.64					1511.4	46.36	3260.1	88.34	59.77
Tersier 88	2889.2	45.37					3479.2	54.63	6368.4	89.83	65.97

Tabel B. Perhitungan Nilai Time Lag

Nama Saluran	Luas Sub DAS (km ²)	Panjang Saluran (km)	Panjang Over Land Flow (ft)	CN	Impervious (%)	Kemiringan Lahan Rata ²	Kemiringan Saluran	S	DAS		Panjang Saluran (ft)	SALURAN	
									tL(jam)	tL(menit)		tL(jam)	tL(menit)
Tersier 1	0.016072	0.2040	129.21	80.86	28.58	0.001	0.002	2.37	1.90	114.2	669.1	2.1	128.6
Tersier 1a	0.006490	0.1069	99.57	82.00	33.33	0.001	0.001	2.20	1.49	89.3	350.6	1.8	108.5
Tersier 1b	0.005115	0.0918	91.40	82.15	33.96	0.003	0.003	2.17	0.80	47.9	301.0	0.9	55.4
Tersier 2	0.005675	0.0920	101.19	83.72	40.48	0.0035	0.001	1.95	0.76	45.7	301.7	1.6	96.2
Tersier 3	0.007017	0.1076	106.92	83.20	38.33	0.002	0.001	2.02	1.07	64.3	353.0	1.8	109.1
Tersier 4	0.005877	0.0925	104.20	84.08	42.02	0.0015	0.0065	1.89	1.18	70.6	303.4	0.6	37.9
Tersier 5	0.007081	0.1080	107.52	83.11	37.97	0.001	0.001	2.03	1.53	91.6	354.2	1.8	109.4
Tersier 6	0.005917	0.0928	104.58	84.06	41.90	0.001	0.001	1.90	1.45	86.8	304.4	1.6	96.9
Tersier 7	0.007081	0.1075	108.02	83.11	37.97	0.001	0.001	2.03	1.53	91.9	352.6	1.8	108.9
Tersier 8	0.005260	0.0865	99.73	83.79	40.79	0.005	0.001	1.93	0.63	37.7	283.7	1.5	91.6
Tersier 9	0.006400	0.1078	97.37	83.19	38.31	0.002	0.008	2.02	0.99	59.7	353.6	0.6	38.6
Tersier 10	0.005260	0.0860	100.26	83.79	40.79	0.002	0.001	1.93	1.00	59.9	282.2	1.5	91.2
Tersier 11	0.006400	0.1066	98.46	83.19	38.31	0.002	0.001	2.02	1.00	60.2	349.6	1.8	108.2
Tersier 12	0.006282	0.0933	110.42	83.06	37.74	0.0012	0.001	2.04	1.43	85.5	306.0	1.6	97.3
Tersier 13	0.007547	0.1083	114.29	82.70	36.25	0.001	0.0011	2.09	1.62	97.5	355.2	1.7	104.5
Tersier 14	0.006282	0.0942	109.36	83.06	37.74	0.001	0.001	2.04	1.55	93.0	309.0	1.6	98.0
Tersier 15	0.007547	0.1087	113.87	82.70	36.25	0.0025	0.001	2.09	1.02	61.5	356.5	1.8	109.9
Tersier 16	0.005389	0.0932	94.83	83.11	37.96	0.0026	0.001	2.03	0.86	51.4	305.7	1.6	97.2
Tersier 17	0.006603	0.1081	100.14	82.31	34.61	0.001	0.001	2.15	1.48	88.9	354.7	1.8	109.5
Tersier 18	0.005389	0.0943	93.72	83.11	37.96	0.001	0.001	2.03	1.37	82.1	309.3	1.6	98.1
Tersier 19	0.006603	0.1077	100.54	82.31	34.61	0.001	0.002	2.15	1.49	89.1	353.3	1.3	77.2
Tersier 20	0.006445	0.0945	111.86	82.62	35.93	0.0013	0.001	2.10	1.40	84.3	310.0	1.6	98.3
Tersier 21	0.007652	0.1082	115.98	81.90	32.92	0.0012	0.001	2.21	1.54	92.4	354.9	1.8	109.5
Tersier 22	0.006445	0.0957	110.45	82.62	35.93	0.001	0.001	2.10	1.59	95.1	313.9	1.7	99.3
Tersier 23	0.007652	0.1082	115.98	81.90	32.92	0.001	0.0033	2.21	1.69	101.3	354.9	1.0	60.3
Tersier 24	0.006110	0.0954	105.03	82.46	35.26	0.005	0.001	2.13	0.68	41.1	312.9	1.7	99.0
Tersier 25	0.006400	0.1079	97.28	82.55	35.62	0.0052	0.001	2.11	0.63	37.8	353.9	1.8	109.3
Tersier 26	0.006110	0.0963	104.05	82.46	35.26	0.006	0.001	2.13	0.62	37.2	315.9	1.7	99.8
Tersier 27	0.006400	0.1073	97.82	82.55	35.62	0.001	0.002	2.11	1.44	86.5	351.9	1.3	76.9
Tersier 28	0.006254	0.0965	106.28	82.82	36.75	0.001	0.001	2.07	1.53	91.6	316.5	1.7	99.9
Tersier 29	0.007050	0.1081	106.96	82.22	34.27	0.003	0.0034	2.16	0.90	54.2	354.6	1.0	59.3
Tersier 30	0.006254	0.0976	105.08	82.82	36.75	0.0035	0.001	2.07	0.81	48.5	320.1	1.7	100.8
Tersier 31	0.007050	0.1055	109.60	82.22	34.27	0.002	0.001	2.16	1.13	67.7	346.0	1.8	107.3
Tersier 32	0.006572	0.0981	109.87	82.98	37.42	0.0015	0.001	2.05	1.27	76.4	321.8	1.7	101.3
Tersier 33	0.007181	0.1060	111.10	82.52	35.51	0.001	0.001	2.12	1.60	95.9	347.7	1.8	107.7
Tersier 34	0.006572	0.0985	109.43	82.98	37.42	0.001	0.002	2.05	1.55	93.3	323.1	1.2	71.8
Tersier 35	0.007181	0.1055	111.63	82.52	35.51	0.001	0.001	2.12	1.60	96.2	346.0	1.8	107.3
Tersier 36	0.006544	0.0989	108.52	83.35	38.96	0.005	0.001	2.00	0.68	40.9	324.4	1.7	101.9
Tersier 37	0.007328	0.1060	113.38	82.46	35.25	0.002	0.001	2.13	1.15	69.0	347.7	1.8	107.7
Tersier 38	0.006544	0.0998	107.54	83.35	38.96	0.002	0.001	2.00	1.07	64.3	327.3	1.7	102.7
Tersier 39	0.007330	0.1051	114.38	82.46	35.27	0.002	0.001	2.13	1.16	69.5	344.7	1.8	107.0
Tersier 40	0.005719	0.0998	93.98	82.96	37.33	0.0012	0.001	2.05	1.26	75.4	327.3	1.7	102.7

Lanjutan Tabel B. Perhitungan Nilai Time Lag

Tersier 41	0.006302	0.1054	98.03	82.54	35.59	0.001	0.0025	2.12	1.44	86.7	345.8	1.1	67.8
Tersier 42	0.005719	0.1002	93.60	82.96	37.33	0.001	0.001	2.05	1.37	82.4	328.7	1.7	103.0
Tersier 43	0.006302	0.1047	98.71	82.54	35.59	0.0025	0.001	2.12	0.92	55.1	343.4	1.8	106.7
Tersier 44	0.018929	0.2027	153.15	82.35	32.14	0.0026	0.001	2.14	1.29	77.3	664.9	3.0	181.0
Tersier 45	0.008350	0.1274	107.51	83.10	37.92	0.001	0.001	2.03	1.53	91.6	417.8	2.1	124.8
Tersier 46	0.005603	0.0745	123.34	83.13	38.05	0.001	0.001	2.03	1.70	102.1	244.4	1.4	81.2
Tersier 47	0.009915	0.0924	175.98	82.05	33.53	0.001	0.001	2.19	2.34	140.7	303.1	1.6	96.5
Tersier 48	0.008086	0.0742	178.72	82.15	33.96	0.0013	0.001	2.17	2.08	124.5	243.4	1.3	81.0
Tersier 49	0.009915	0.0908	179.08	82.05	33.53	0.0012	0.0025	2.19	2.17	130.2	297.8	1.0	60.2
Tersier 50	0.008086	0.0710	186.78	82.15	33.96	0.001	0.001	2.17	2.45	147.0	232.9	1.3	78.2
Tersier 51	0.011561	0.0910	208.35	81.67	31.94	0.001	0.001	2.25	2.72	163.0	298.5	1.6	95.4
Tersier 52	0.008534	0.0713	196.29	81.86	32.75	0.005	0.001	2.22	1.15	69.1	233.9	1.3	78.4
Tersier 53	0.011561	0.0940	201.70	81.67	31.94	0.0052	0.001	2.25	1.16	69.7	308.3	1.6	97.9
Tersier 54	0.008534	0.0668	209.51	81.86	32.75	0.006	0.0054	2.22	1.11	66.4	219.1	0.5	32.0
Tersier 55	0.009681	0.0948	167.48	82.11	33.80	0.001	0.001	2.18	2.25	134.9	310.9	1.6	98.5
Tersier 56	0.007195	0.0663	178.10	82.06	33.58	0.001	0.001	2.19	2.37	142.0	217.3	1.2	74.0
Tersier 57	0.009681	0.0963	164.87	82.11	33.80	0.001	0.001	2.18	2.22	133.2	315.9	1.7	99.8
Tersier 58	0.007195	0.0625	188.65	82.06	33.58	0.003	0.001	2.19	1.43	85.8	205.1	1.2	70.6
Tersier 59	0.012442	0.0984	207.37	81.70	32.07	0.0035	0.001	2.24	1.45	86.7	322.8	1.7	101.5
Tersier 60	0.007138	0.0671	174.43	82.40	35.01	0.002	0.003	2.14	1.63	97.6	220.1	0.7	43.1
Tersier 61	0.012442	0.0971	210.06	81.70	32.07	0.0015	0.001	2.24	2.23	133.9	318.6	1.7	100.5
Tersier 62	0.007138	0.0580	201.83	82.40	35.01	0.001	0.0062	2.14	2.59	155.2	190.2	0.4	26.7
Tersier 63	0.009867	0.0968	167.17	82.20	34.18	0.001	0.001	2.16	2.24	134.3	317.5	1.7	100.2
Tersier 64	0.006210	0.0566	179.93	81.99	33.28	0.001	0.001	2.20	2.39	143.5	185.6	1.1	65.2
Tersier 65	0.009867	0.0952	170.05	82.20	34.18	0.005	0.001	2.16	1.02	60.9	312.1	1.6	98.8
Tersier 66	0.006210	0.0515	197.75	81.99	33.28	0.002	0.001	2.20	1.82	109.4	168.9	1.0	60.5
Tersier 67	0.012124	0.0942	211.08	81.63	31.77	0.002	0.001	2.25	1.94	116.6	309.0	1.6	98.0
Tersier 68	0.006098	0.0506	197.63	82.03	33.45	0.002	0.001	2.19	1.82	109.2	166.0	1.0	59.6
Tersier 69	0.012124	0.0917	216.84	81.63	31.77	0.0012	0.001	2.25	2.56	153.9	300.8	1.6	95.9
Tersier 70	0.006098	0.0463	215.98	82.03	33.45	0.001	0.001	2.19	2.76	165.8	151.9	0.9	55.5
Tersier 71	0.009102	0.0915	163.14	82.13	33.87	0.001	0.001	2.18	2.20	132.0	300.1	1.6	95.8
Tersier 72	0.004847	0.0457	173.93	82.75	36.46	0.0025	0.004	2.08	1.44	86.1	149.9	0.5	27.5
Tersier 73	0.009103	0.0888	168.11	82.13	33.88	0.0026	0.001	2.18	1.40	83.9	291.3	1.6	93.5
Tersier 74	0.004847	0.0422	188.35	82.75	36.46	0.001	0.001	2.08	2.42	145.1	138.4	0.9	51.6
Tersier 75	0.011067	0.0894	203.02	81.76	32.34	0.001	0.0043	2.23	2.65	159.2	293.2	0.8	45.3
Tersier 76	0.001793	0.0419	70.18	87.44	55.99	0.001	0.001	1.44	0.93	55.9	137.4	0.9	51.3
Tersier 77	0.003579	0.0880	66.69	85.45	47.69	0.0013	0.001	1.70	0.84	50.6	288.6	1.5	92.8
Tersier 78	0.001793	0.0402	73.14	87.44	55.99	0.0012	0.001	1.44	0.88	52.7	131.9	0.8	49.6
Tersier 79	0.003577	0.0873	67.22	86.43	51.80	0.001	0.001	1.57	0.93	56.0	286.2	1.5	92.2
Tersier 80	0.001686	0.0363	76.17	87.81	57.56	0.001	0.001	1.39	0.98	58.8	119.1	0.8	45.7
Tersier 81	0.003577	0.0809	72.50	86.43	51.80	0.005	0.001	1.57	0.44	26.6	265.4	1.4	86.8
Tersier 82	0.001686	0.0298	92.79	87.81	57.56	0.0052	0.005	1.39	0.50	30.2	97.7	0.3	17.5
Tersier 83	0.003214	0.0828	63.65	85.84	49.32	0.006	0.001	1.65	0.37	22.4	271.6	1.5	88.4
Tersier 84	0.001855	0.0298	102.06	90.56	60.83	0.001	0.001	1.04	1.11	66.6	97.7	0.7	39.0
Tersier 85	0.003214	0.0834	63.20	85.84	49.32	0.001	0.0062	1.65	0.91	54.5	273.6	0.6	35.7
Tersier 86	0.003260	0.0833	64.18	88.34	59.77	0.001	0.001	1.32	0.84	50.2	273.2	1.5	88.8
Tersier 87	0.003260	0.0824	64.89	88.34	59.77	0.003	0.001	1.32	0.49	29.3	270.3	1.5	88.1
Tersier 88	0.006368	0.0778	134.24	89.83	65.97	0.0035	0.0043	1.13	0.76	45.7	255.2	0.7	40.6

BIODATA PENULIS



Penulis dilahirkan di kota Surabaya pada tanggal 29 April 1991, merupakan anak ketiga dari tiga bersaudara. Dengan nama Steven Valerian Brouwer. Penulis telah menempuh Pendidikan formal yaitu TK Dwi Karya Sidoarjo, SDN Pepelegi I Waru Sidoarjo, SLTP Kr Petra 4 Sidoarjo, SMA Kr Petra 4 Sidoarjo. Setelah lulus dari SMA penulis diterima di Jurusan Teknik Sipil Universitas Kristen Petra Surabaya dan lulus pada tahun 2015. Kemudian penulis melanjutkan studi Pascasarjana Bidang Manajemen Sumber Daya Air di jurusan Teknik Sipil FTSP ITS dan terdaftar dengan NRP 311.520.5005 pada tahun 2015 dan lulus pada 2017.

Di jurusan Teknik Sipil ini penulis mengambil Tesis pada Bidang Studi Hidroteknik khususnya tentang studi drainase dengan judul “simulasi penataan subsistem untuk mengurangi genangan pada sistem drainase kawasan perumahan pepelegi indah waru sidoarjo”. Selama masa perkuliahan penulis aktif dalam berbagai kegiatan seminar dan pelatihan yang diselenggarakan oleh Jurusan Teknik Sipil maupun Institut Teknologi Sepuluh Nopember.

Apabila pembaca ingin berkorespondensi dengan Penulis, dapat menghubungi melalui email : steven_brouwer@yahoo.com